Internationaler Kongress für Brückenbau und Hochbau
Zürich 1926.

# SCHWEIZERISCHE INGENIEURBAUTEN IN THEORIE UND PRAXIS.

Beiträge von
F. Ackermann, J. Brunner, A. Bühler, A. Dumas,
H. Frölich, F. Hübner, R. Maillart, E. Meyer,
H. Nater, A. Paris, M. Ritter, A. Rohn, M. Ros,
E. Stadelmann, H. Studer, P. Sturzenegger.

ZÜRICH, September 1926.

# INHALTSVERZEICHNIS:

VORWORT.

A. Rohn. Ueber einige Brückenbauten und Verstärkungen, sowie anderweitige baustatische Untersuchungen aus den Jahren 1912–1926.

A. Bühler. Die Brückenbauten der Schweizerischen Bundesbahnen in den Jahren 1901 bis 1926.

F. Hübner. Erfahrungen bei Versuchen an Bauwerken und bei der Verwertung der Messergebnisse.

Technische Kommission des Verbandes Schweiz. Brücken- und Eisenhochbaufabriken. M. Roš. Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunkt-Verbindungen eiserner Fachwerk-Brücken.

A. Meyer. Spannungsverteilung in Füllungsgliedern von Brücken auf Grund von Messungen.

M. Roš. Spannungsmessungen an der durch Steinschlag beschädigten eisernen Brücke der Chur-Arosa-Bahn bei km 3,780.

– Messungen an der im Jahre 1800 erbauten hölzernen Strassenbrücke über die Limmat bei Wettingen, Kt. Aargau.

P. Sturzenegger. Messresultate der Belastungsproben an der Isornobrücke der Centovalli-Bahn.

A. Bühler. Stosswirkungen bei eisernen Eisenbahnbrücken.

J. Brunner. Der Bau von Brücken aus Holz in der Schweiz.

F. Ackermann. Versuche mit Holzverbindungen für den Gerüstturm des Sitterviaduktes der Bodensee-Toggenburg-Bahn.

M. Roš. Ueber die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler am Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburg-Bahn.

Hs. Studer. Steinerne Brücken der Rhätischen Bahn.

H. Frölich. Der Umbau des Viaduc du Day über die Orbe auf der Linie Lausanne-Vallorbe der schweizerischen Bundesbahnen.

Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes – Groupe de béton. A. Paris. Réservoir de douze mille mètres cubes au Calvaire sur Lausanne. Examen des résultats de l'épreuve par remplissage unilatéral.

M. Roš. Die Aa-Brücke über das Rempenbecken des Kraftwerkes Wäggital.

– Ergebnisse der Belastungsversuche an den Eisenbeton-Bogenbrücken über die Urnäsch bei Hundwil, Kt. Appenzell, und über die Limmat in Baden, Kt. Aargau.

H. Nater. Untersuchungen und Verstärkungen an der Eisenbetonbrücke über die Rhone bei Chippis.

R. Maillart. Eine schweizerische Ausführungsform der unterzuglosen Decke – Pilzdecke –.

E. Stadelmann. Temperaturbeobachtungen an ausgeführten Betonbauwerken der Schweiz.

A. Bühler. Ergebnisse der Untersuchung von Eisenbetonbrücken der schweiz. Bundesbahnen.

M. Ritter. Die Formgebung der gelenklosen Brückengewölbe mit Hilfe virtueller Zusatzlasten.

A. Dumas. Les résistances au roulement de sphères et de cylindres sur des plans.

Technische Kommission des Verbandes Schweiz. Brücken- und Eisenhochbaufabriken. M. Roš und J. Brunner. Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl.

Schweiz. Verband für Materialprüfungen der Technik. M. Roš und A. Eichinger. Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr.

F. Hübner. Mitteilungen über einige Messungen an Tragflächen von Flugzeugen.

THE UNIVERSITY OF ILLINOIS LIBRARY
TG24
In83
1926s
cop2

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Internationaler Kongress für Brückenbau und Hochbau

## Zürich E. T. H. / September 1926.

Dank der grossherzigen Opferwilligkeit und dem freundlichen Entgegenkommen nachfolgend genannter eidgenössischen und kantonalen Behörden, Fachvereine und Verbände, der uneigennützigen Hingabe und Zusammenarbeit von Fachkollegen, sowie dem Verständnis weitester Kreise der Industrie und des Bauwesens unseres Landes für die wissenschaftliche Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, wurde das Zustandekommen dieser Denkschrift ermöglicht, wofür allen Beteiligten auch an dieser Stelle aufrichtiger Dank ausgesprochen sei.

Dank den vielen Anmeldungen und der regen Beteiligung aus allen Ländern wurde der Erfolg des ersten internationalen Kongresses für Brückenbau und Hochbau, welcher unter dem Vorsitz von Herrn Prof. Dr. A. Rohn in der Zeit vom 20.—22. September 1926 in Zürich stattfindet, gesichert. Aus Dankbarkeit und zur freundlichen Erinnerung an die Kongresstage in der Schweiz ist diese Denkschrift den Teilnehmern des Kongresses gewidmet von der

Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich,
Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt an der E. T. H.,
Ecole d'Ingénieurs à l'Université de Lausanne,
Eidgenössisches Eisenbahndepartement, Bern,
Kriegstechnische Abteilung des Eidgen. Militärdepartementes,
Generaldirektion der schweiz. Bundesbahnen, Bern,
Baudirektionen der 22 Schweizer Kantone,
Direktion der Rhätischen Bahnen, Chur,
Technischen Kommission des Verbandes schweiz. Brücken- und Eisenhochbau-Fabriken, Aarau,
Schweiz. Verband für die Materialprüfungen der Technik, Zürich,
Fachgruppe der Beton- und Eisenbeton-Ingenieure des S. I. A., Zürich,
Verein schweizerischer Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten, Basel,
Sämtlichen führenden schweiz. Gesellschaften des Bauwesens und der Industrie,
Redaktion der Schweiz. Bauzeitung, sowie
Einigen Fachkollegen.

q 624
In 83
1926 s
cop. 2

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Vorwort.

Die Kenntnis des Gefügeaufbaues eines Baustoffes, seiner technischen und insbesondere seiner Festigkeitseigenschaften, ermöglicht uns seine richtige und rationelle Ausnutzung, ohne Einbusse für den Sicherheitsgrad eines Bauwerkes.

Dieser Materialkenntnis entspringt die Quelle des technischen Fortschrittes, damit wird sie für die wirtschaftlichen Fragen der Technik mitbestimmend, und der hohe Stand des Bauwesens und der Industrie eines Landes wird durch die neuesten Erkenntnisse der Materialprüfung erhalten und gefördert.

Die Ergebnisse der Materialprüfung bilden die Grundlage der Festigkeitslehre und der Baustatik und somit die Grundlage unseres konstruktiven Könnens, dieses Hauptmerkmals der Baukunst unserer Zeit.

Eine Lücke weisen aber die Ergebnisse der Materialprüfung im Laboratorium auf. Sie sagen uns nichts über den Spannungszustand und die Arbeitsweise, sowohl der einzelnen Teile eines Bauwerkes, als Organe eines Leben atmenden Körpers aufgefasst, als auch des ganzen Bauwerkes als Einheit, unter dem Einflusse der Naturelemente im Laufe der Zeit. Dieses unerlässliche Studium des inneren Lebens fertiger Bauwerke, wo ein Konstruktionsteil ohne die Mitwirkung des andern nicht arbeiten kann, mit allen Schwächen des menschlichen Schaffens behaftet unter den Einflüssen

der ständigen Wirkung der Eigenlast,

der wiederholten Beanspruchung infolge bewegter Verkehrslasten und

ununterbrochenen Wirkungen der Wärme und der Reibungswiderstände durch Jahre hindurch, stets von den Einflüssen der Atmosphäre, Hydrosphäre und Biosphäre bedroht, bleibt der Versuchspraxis an ausgeführten Bauwerken vorbehalten.

Die Statik arbeitet mit den Raumdimensionen und ruhenden Kräften. Die Dynamik bedarf noch des Zeitbegriffes, und die wissenschaftliche Forschung an ausgeführten Bauwerken, als angewandte Statik, Dynamik und Festigkeitslehre muss auch der Auswirkung der Zeit die grösste Beachtung zuwenden.

Von der Notwendigkeit eines solchen Studiums überzeugt, waren und sind die schweizerischen Ingenieure bestrebt, diese Lücke auszufüllen, und die in dieser Veröffentlichung zusammengefassten Ergebnisse einer solchen Versuchspraxis an ausgeführten Bauwerken in Eisen, Stein, Eisenbeton und Holz sollen Beiträge zur Kenntnis der Physiologie und Pathologie der fertigen Bauwerke liefern.

Jede Bauweise hat ihre Schwächen, aber jede Bauweise hat auch ihre Existenzberechtigung. Die Erkenntnis des technisch und wirtschaftlich Richtigen in jedem Einzelfalle ist die Hauptaufgabe des Ingenieurs, wobei die Ergebnisse der Beobachtungen und Erfahrungen das gleiche Mitspracherecht haben müssen, wie die auf rein wissenschaftlicher Grundlage aufgebauten theoretischen Gesetze. Ein Grundsatz ergibt sich und gilt für alle Bauweisen: das Bestreben, so zu konstruieren, dass wir unter Beachtung der Eigenheiten des jeweiligen Materials, über den Spannungszustand und den Sicherheitsgrad unserer Bauwerke uns Klarheit verschaffen.

Die Baukunst des Ingenieurs darf somit nicht vom Verstand, vom rechnerisch-konstruktiven Können allein beherrscht werden. Sie muss ebenso auch auf die Erfahrung, als die einzige Quelle der Wahrheit, stützen. Nur so, von Leben erfüllt, wird sie in der Lage sein, die das Lebensgefühl erweckenden und steigernden Form- und Bewegungswerte, die Grundlage jeder wahren Kunst zu offenbaren.

Die Baukunst des Ingenieurs muss sich somit bis zum Studium der durch keine Zutaten verdeckten, wahren Formen des Baukörpers als Ausdruck seiner Funktionen durchdringen, um die Ingenieurbauwerke, so wie sie innerlich sein müssen, in ihrer vollen Schönheit erscheinen und wirken lassen zu können.

Beobachtung und Erfahrung, die wissenschaftliche Forschung und die Versuchspraxis an ausgeführten Bauwerken, sie erst bringen die Baukunst des Ingenieurs der Vollkommenheit näher.

Von dieser Erkenntnis werden die Bestrebungen der wissenschaftlichen Forschung und der Praxis auf dem Gebiete des Ingenieurbaues in der Schweiz geleitet.

Zürich, im September 1926.

M. ROŠ.

QE 624
In 83
1926 s
cop. 2
pt. 1

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Ueber einige Brückenbauten und Verstärkungen, sowie anderweitige baustatische Untersuchungen aus den Jahren 1912—1926.

Von Prof. Dr. *A. Rohn*, Eidg. Techn. Hochschule, Zürich.

Digitized by the Internet Archive
in 2022 with funding from
University of Illinois Urbana-Champaign Alternates

https://archive.org/details/schweizerischein00inte_2

# Ueber einige Brückenbauten und Verstärkungen sowie anderweitige baustatische Untersuchungen aus den Jahren 1912—1926.

Von Prof. Dr. *A. Rohn,* Eidg. Techn. Hochschule, Zürich.

I. Neubauten: A. Eiserne Brücken und Hochbauten.
B. Brücken aus Beton und Eisenbeton.

II. Verstärkungen: A. Eiserne Brücken.
B. Massive Brücken.

III. Anderweitige baustatische Untersuchungen:
A. Berechnung von Staumauern.
B. Experimentelle Untersuchung der Nachgiebigkeit der Gesteinshülle in Druckstollen.

IV. Schlußbemerkungen.

## Einleitung.

Nachfolgend sollen in erster Linie einige schweizerische Bauwerke, an deren Ausführung ich in verschiedener Eigenschaft mehr oder weniger beteiligt war, kurz beschrieben werden. Diese Bauwerke sind zum Teil in Fachzeitschriften bereits besprochen worden; es sollen daher hier nur wesentliche Merkmale, bezw. Erfahrungen zusammengestellt werden. Noch nicht ausgeführte Entwürfe sollen keine Berücksichtigung finden. *)

Meine Tätigkeit als Professor für Baustatik und Brückenbau an der Eidg. Techn. Hochschule (1908 bis 1926) fällt in die Zeit der rastlosen Entwicklung der Eisenbetonbauweise — es sei nur darauf hingewiesen, daß die erste endgültige, amtliche Verordnung über Eisenbetonbauten in der Schweiz erst im Jahre 1915 erlassen wurde. Die Eisenbetonbauweise hat heute zu einer Verdrängung des Eisens als Brückenbaustoff geführt, die einen ähnlichen Umfang annimmt, wie in den Jahren 1860—1890 die Verdrängung des Steines durch das Eisen in der ersten Entwicklungsperiode der schweizerischen Eisenbahnen und der baustatischen Behandlung des Fachwerkes. Zweifellos sind die relativ kleinen Verhältnisse unserer Täler und Flüsse für die Verwendung des Betons und Eisenbetons als Brückenbaustoff besonders geeignet; immerhin spielt meistens der Wunsch nach möglichster Vereinfachung des Unterhaltes bei der Bevorzugung des Eisenbetons die ausschlaggebende Rolle, ein Vorzug, der indessen nur bei äußerst sorgfältiger Ausführung massiver Brücken (Entwässerungsanlagen) nennenswert ins Gewicht fallen dürfte. Erfahrungsgemäß betragen die Kosten für die Wiederinstandstellung mangelhaft ausgeführter steinerner und Eisenbetonbrücken ein Mehrfaches der normalen Unterhaltungskosten einer eisernen Brücke (vgl. auch Seite 12).

Besonders in dieser eigentlichen Uebergangszeit erblickte ich es als meine besondere Aufgabe, in meiner Stellung als Dozent des gesamten Brückenbaues dahin zu wirken, daß jedes Material am rechten Platz Anwendung fand. Aus diesem Grunde habe ich auch häufiger Kombinationen beider Materialien in Vorschlag gebracht.

Maßgebend für die rasche Entwicklung der Eisenbetonbauweise in der Schweiz während des letzten Jahrzehntes war nicht zuletzt auch der Umstand, daß unser Land fast in allen seinen Teilen über gute Kies- und Sandmaterialien, sowie über die zur Herstellung hochwertiger Zemente nötigen Rohstoffe verfügt. Im Gegensatz hierzu müssen die Walzeisenmaterialien aus dem Auslande bezogen werden, wobei während des Weltkrieges die Einkaufspreise derart in die Höhe schnellten, daß die Verwendung des Eisens sehr erschwert wurde. Eine Zeitlang hatte es den Anschein, als ob Holzbrücken an Stelle der eisernen Brücken — etwa wie vor 100 Jahren zur Blütezeit des Holzbaues im Brückenbau — zu treten berufen wären; die Preissteigerung dieses einheimischen Baustoffes bewegte sich jedoch parallel zu derjenigen des Eisens. Ferner mag nicht unerwähnt bleiben, daß vielfach durch mangelhafte Ausbildung der Fahrbahndecke (Entwässerung) eiserner Brücken eine Diskreditierung derselben eingetreten ist. Endlich erlauben unsere schweizerischen Landschaftsbilder nur in seltenen Fällen die freie Entfaltung einer eisernen Brücke. Das Naturbild ist selten derart, daß ein eiserner Ueberbau für sich allein, durch die Größe seiner Abmessungen in unabhängiger Weise in Erscheinung treten könnte, wie dies zum Beispiel bei weitgespannten Brücken über schiffbaren Strömen im Flachland der Fall ist.

Im letzten Jahrzehnt sind in der Schweiz zahlreiche baustatische Untersuchungen in Verbindung mit der Entwicklung unserer Kraftwerke durchgeführt worden. Die Kriegsverhältnisse und ihre wirtschaftlichen Folgen brachten es mit sich, daß die bis zum Jahre 1914 rege Entwicklung des schweizerischen Eisenbahnnetzes beinahe vollständig zum Stillstand kam und an deren Stelle der Ausbau der hydroelektrischen Kraftwerke trat, die umfangreiche Bauanlagen umfassen. Es sei nur an die in diesem Zusam-

*) Mit Ausnahme der Beschreibung des Projektes eines Schiffshebewerkes (vgl. S. 6).

menhang erstellten Schwergewichts- und Gewölbestaumauern sowie an die Druckstollen erinnert. Die Erfahrungen, die im Druckstollenbau (Ritom, Amsteg und andere), wobei der Zugwiderstand der Verkleidung in erster Linie von der Nachgiebigkeit der Gesteinshülle abhängt, gemacht worden sind, haben neuerdings auf die große Bedeutung der Verfolgung der Elastizitätsverhältnisse unserer Bauwerke bis in den Baugrund hinein hingewiesen. Auch die in der Schweiz im letzten Jahrzehnt besonders entwickelten Meßverfahren zeigen naturgemäß, daß eine befriedigende Uebereinstimmung zwischen den rechnerisch ermittelten und den gemessenen Formänderungen nur dann erzielt wird, wenn die Formänderungen des Baugrundes, auch wenn derselbe felsiger Art ist, in die Untersuchungen einbezogen werden.

# I. Neubauten:

## A. Eiserne Brücken und Hochbauten.

### 1. Achereggbrücke über die See-Enge des Vierwaldstättersees bei Stansstad,

erbaut 1913/14. Bauherr: Halbkanton Nidwalden und Dampfschiffgesellschaft des Vierwaldstättersees. Unternehmungen: Th. Bell & Co., Locher & Co. mit Murer & Gander (vergl. Schweiz. Bauzeitung, Bd. LXVI 1915, auch Sonderdruck), Abb. 1—5.

Diese Brücke umfaßt einen festen Teil — durchlaufender Balken über 2×19 m — und eine Drehbrücke von 22 m lichter Durchfahrtsweite, die einzige bewegliche Brücke in der Schweiz, die regelmäßig betätigt wird. (Abb. 1.) Diese Brücke bildet die einzige Zufahrt zum Halbkanton Nidwalden und nach Engelberg. Wegen den bescheidenen Verhältnissen dieser Landesgegend mußte das Brückenprojekt bezüglich der Brückenbreite, der Bau- und Unterhaltungskosten mit außergewöhnlicher Sparsamkeit aufgestellt werden. Abb. 2 zeigt den Querschnitt des festen Brückenteiles; auf zwei Diff. Pr. 100 ruht eine beidseitig auskragende Eisenbetonplatte, welche die Fahrbahn- und Gehwegdecke trägt. Bei dieser Ausbildung (vollwandige Hauptträger, keine eiserne Zwischenkonstruktion) werden die Unterhaltungskosten der Brücke auf ein Minimum reduziert. Die Abb. 3 und 4 stellen den beweglichen Teil des Ueberbaues, eine einarmige, eiserne Drehbrücke von 27 m Spannweite mit einem Gegengewichtsarm von 12 m Länge dar. Maßgebend für die Ausbildung der Drehbrücke war die Vermeidung einer besonderen Hubvorrichtung am freien Ende des langen Armes sowie die Erzielung statisch bestimmter Verhältnisse der Drehbrücke sowohl im geschlossenen, unbelasteten, als im offenen Zustand. Hierzu ist folgende Stützung der Drehbrücke gewählt worden: bei geschlossener, unbelasteter Brücke ist dieselbe auf dem Drehlager „B" (vgl. Abb. 4) und der Rolle „$a_u$" gestützt, während die Laufräder „$b_1$" und „$b_2$" und die Lager „$A_1$" und „$A_2$" ohne Belastung anliegen. Die Belastung der Laufrolle „$a_u$" aus ständiger Last ist so klein als möglich gehalten; zur Vermeidung nennenswerter negativer Auflagerkräfte in „$a_u$" ist der Gegengewichtsarm durch eine Eisenbetonplatte überbrückt. Im offenen Zustand ruht die Brücke weiterhin auf dem Drehlager „B" und ferner auf den Laufrädern „c", die dagegen bei geschlossener Brücke ganz entlastet sind. Zum Uebergang aus dem geschlossenen in den offenen Zustand wird nur die Drehvorrichtung betätigt, wobei das Laufrad „$a_u$" längs der geneigten Laufbahn „$S_u$" abrollt und die Rollen „c" zum Tragen kommen. Die Drehbewegung wird in günstiger Weise mit Hilfe eines Zahnkranzes von 12 m Radius eingeleitet.

Der Belag der Drehbrücke besteht aus einem längslaufenden untern und einem querlaufenden oberen Holzbelag, das Gegengewicht ist aus Beton erstellt. Der untere Belag mußte zum ersten Mal nach zwölfjähriger Dauer in diesem Jahr ausgewechselt werden; der obere, aus Tannenholz bestehende Schutzbelag hat normalerweise eine Lebensdauer von drei bis vier Jahren.

Die gesamten Baukosten, einschließlich Unterbau, Ueberbauten und Bewegungsvorrichtung betrugen für den festen und beweglichen Teil der Brücke zusammen 150,000 Fr.

### 2. Straßenbrücke über die Thur bei Gütikhausen,

erbaut 1914/15. Bauherr: Kanton Zürich. Unternehmung: Löhle & Kern (vergl. Schweiz. Bauzeitung, Bd. LXVII 1916), Abb. 6—8.

Das eiserne Tragwerk ist ein fachwerkförmiger Parallelträger (Strebenfachwerk mit Hilfsständern) von rund 68 m Stützweite, bei dessen Ausbildung folgende Gesichtspunkte maßgebend waren: Die einspurige Fahrbahn mit beidseitigen Gehwegen, zugleich Schutzstreifen der Hauptträger, wurde beim Neubau der knapp zweispurigen Fahrbahn ohne Schutzstreifen des alten Ueberbaues bei gleich großem Hauptträgerabstand vorgezogen. Ich bin der Ansicht, daß in ländlichen Straßenzügen mit geringem Verkehr viel zu viel zweispurige Brücken erstellt worden sind, und daß die Ausführung mancher Brücke durch die Stellung zu hoher Verkehrsansprüche verunmöglicht wurde.

Auch bei dieser Brücke wurde die Frage des Unterhaltes in den Vordergrund gerückt und deshalb für alle Stäbe geschlossene Profile gewählt (vgl. Abb. 6 und 7), auch die Ruhe dieser vollen Profile wirkt angenehm auf das Auge; ferner wurde großer Wert auf eine einwandfreie Entwässerung der Fahrbahn und Isolierung der Eisenkonstruktion gelegt (vgl. Abb. 8). In ästhetischer Hinsicht gebe ich dem Trapezträger (Abb. 7) mit seiner klaren Kräftezerlegung im Auflagerpunkt den Vorzug gegenüber dem Parallelträger mit Endpfosten. Mit Rücksicht auf die einfache Werkstattarbeit des parallelgurtigen Trägers schien es im vorliegenden Fall, obwohl die Spannweite über 50 m betrug, nicht angezeigt, eine Trägerart mit veränderlicher Trägerhöhe zu wählen.

Bei der Montage der Brücke wurden die Anschlüsse der Füllungsglieder des oberen Windverbandes erst nach Aufbringung der ständigen Last abgenietet, was bei leichten Verbänden, deren Streben knicksicher sein sollen — unter Wahrung der nötigen Sicherheitsmaßnahmen — unbedingt eingehalten werden sollte. Im vorliegenden Fall hätten die Nebenspannungen allein aus dem Einfluß der ständigen Last bei Außerachtlassung obiger Vorschrift ein Vielfaches der Spannungen aus Winddruck erreicht.

In den Anschlüssen der aus I-Profilen gebildeten Hilfsvertikalien wurden der Neigung der Flansche wegen, Niete mit schrägen Setzköpfen verwendet.

Die übungsgemäß am Schluß der Ausführung vorgenommenen umfangreichen Durchbiegungs- und Spannungsmessungen ergaben neuerdings, daß bei Straßenbrücken mit ausbetonierter Fahrbahntafel und mit Längsträgern, deren Obergurte über den Querträgern kontinuierlich miteinander verbunden sind, eine äußerst günstige Lastverteilung stattfindet, sodaß die tatsächliche Beanspruchung der Fahr-

bahnlängsträger höchstens die Hälfte derjenigen des freiaufliegenden Trägers erreicht.

Die Spannungsmessungen an den Hauptträgern ergaben ferner, daß die für die Gurtungen gewählte, möglichst weitgehende Konzentration des Materiales in der Tragwandebene recht günstig ist (vgl. Abb. 6) und daß die sekundäre Formänderung der allerdings kräftig ausgebildeten Hilfsvertikalen keinen Nachteil dieser Trägerart darstellt.

Die durch Messung festgestellte Durchbiegung der Brücke infolge eines Autocamions und einer Dampfwalze betrug 7 mm, während die Rechnung 7,8 mm ergab.

### 3. Ueberführung der Badenerstraße der linksufrigen Zürichseebahn im Gebiet der Stadt Zürich,

erbaut 1925/26. Bauherr: Schweizerische Bundesbahnen. Projekt: Brückenbaubureau der Generaldirektion der S. B. B., Bern. Unternehmer: für die Eisenkonstruktion: W. Koch & Cie., Zürich, für die Eisenbetonarbeiten: Eisenbeton Hoch- und Tiefbau A.-G., Zürich.

Diese schiefe Ueberführung von 22,4 m Lichtweite und 21 m lichter Brückenbahnbreite besteht aus 14 Differdingerträgern, Profil 100, die unter der 12 m breiten Fahrbahn in Abständen von 1,40 bis 1,55 m angeordnet sind. Die Fahrbahnplatte besteht aus einer Eisenbetonkonstruktion, in der der Steg und die oberen Flanschen der Differdingerträger eingeschlossen sind. Die Differdingerträger sind in den Widerlagern verankert, so daß sie mit den letzteren zusammen eine rahmenförmige Konstruktion bilden.

Aus wirtschaftlichen Gründen war es angezeigt, im vorliegenden Fall, bei der kleinen Bauhöhe und der großen Anzahl parallel nebeneinander liegender Hauptträger für eine möglichst weitgehende Verteilung der konzentrierten Lasten über die Brückenbreite zu sorgen, derart, daß jeder Differdingerhauptträger bezüglich der Verkehrslast nur für die vorgeschriebene gleichmäßig verteilte Nutzlast zu dimensionieren ist, dies sobald schwere, konzentrierte Lasten durch die Querverbindungen genügend weit verteilt werden. Gegenüber den von den Bundesbahnen zur Vereinfachung der Ausführung vorgesehenen Eisenbetonquerträgern zog ich es vor, eiserne Querverbindungen zu empfehlen, von gleicher Höhe wie die Differdinger Hauptträger, die durch Anordnung oberer und unterer Laschen kontinuierlich ausgebildet sind. Diese Querverbindungen, wovon wegen der großen Schiefe der Brücke nur die mittlere über die ganze Brückenbreite durchgeführt werden konnte, liegen in Abständen von zirka fünf Metern.

Die Schweizerischen Bundesbahnen haben sehr ausführliche Messungen an dieser Brücke durchgeführt. Als Belastung der vierspurigen Fahrbahn fanden bei der Belastungsprobe drei Sprengwagen der städtischen Straßenbahn und neun Autocamions von je rund 11 t Gesamtgewicht Anwendung, die in verschiedenen Gruppierungen im Querschnitt so aneinandergereiht wurden, daß die entsprechenden Formänderungsmessungen im Brückenquerschnitt sehr lehrreiche Beobachtungen bezüglich der Quersteifigkeit der Brücke ermöglichten. Nebenbei sei erwähnt, daß trotz der großen Anzahl schwerster Lastwagen diese Verkehrslast, auf den m² Brückenbahn umgerechnet, nur eine gleichmäßig verteilte Last von 570 kg ergibt. Die gewählte Ausführung hat sich auf Grund der Messungen wie eine elastische Platte verhalten. Bei Totalbelastung der Fahrbahn betrug die größte Einsenkung 0,8 mm in der Mitte der mittleren Querverbindung, die lotrechten Biegungslinien der Querverbindungen ergaben für alle symmetrischen und unsymmetrischen Belastungsfälle einen sehr regelmäßigen Verlauf. Eine Uebereinstimmung der außerordentlich kleinen lotrechten Durchbiegungen mit den rechnerischen Werten läßt sich nur dann erzielen, wenn als Spannweite der Platte diejenige normal zu den Widerlagern, statt in Richtung der Differdingerhauptträger gemessen, eingeführt, und wenn ferner die Mitwirkung der Eisenbetonfahrbahndecke voll und mit einer Verhältniszahl „n", die dem tatsächlichen Elastizitätsmodul des Betons entsprechend, wesentlich kleiner ist, als üblicherweise angenommen, gerechnet wird.

Die beschriebene Ausbildung kleiner Ueberbauten — wie sie die Schweizerischen Bundesbahnen oft ausführten — ist bei beschränkter Bauhöhe recht zweckmäßig, indem die Differdinger Profile nur wenig Bearbeitung erfordern, somit preiswert direkt auf den Bauplatz geliefert werden können und weil ferner der ganze Ueberbau wenig Unterhalt bedingt.

Mit Rücksicht auf die einwandfreiere Uebertragung der Querkräfte in den Kreuzungspunkten der Querverbindungen mit den Differdinger Profilen der Hauptträger, habe ich es vorgezogen, eiserne Querverbindungen in Vorschlag zu bringen, um so die Querverteilung der Lasten sicherzustellen.

Die aus den direkten Meßresultaten gewonnenen Biegungslinien weisen darauf hin, welche wirtschaftlichen Vorteile erzielt werden können, wenn bei breiten Brückentafeln, mit einer großen Anzahl von Längsträgern und Querverbindungen, eine genauere Prüfung der Lastverteilung unter Berücksichtigung der elastischen Einsenkungen beider Tragsysteme vorgenommen wird.

### 4. Schleusenkran
### ⟨Auslegerkran zum Einbau von Brückenträgern⟩

Bauherr: Genie-Abteilung im Armeestab. Unternehmer: Boßhard & Cie., Näfels. ⟨Abb. 9.⟩

Abb. 9 zeigt die Gesamtanordnung eines Auslegerkranes, den ich während des Krieges für die schweizerische Armee projektiert habe. Der Kran sollte dazu dienen, Eisenbahnbrücken unseres Landes, die durch verirrte Fliegerbomben beschädigt oder zerstört worden wären, rasch wieder instand stellen, eventuell durch eine neue Brücke ersetzen zu können. Mit Hilfe dieses Kranes können Brückenhauptträger bis 30 m Spannweite ohne Gerüste unmittelbar eingebaut werden. Fig. 1 in Abb. 9 zeigt den dreiteiligen Kran im Transportzustand auf sechs Stützwagen A-F ruhend. Zur Ueberführung dieses dreiteiligen Bauwerkes in einen rund 56 m langen Auslegerkran werden zuerst die zwei Hauptträgerstöße verlascht und hierauf die Stützwagen A und B, bezw. C und D zu je einem vierachsigen Rollschemel vereinigt, während die zwei Stützwagen E und F zum Herrollen der Träger Verwendung finden. Im betriebsfähigen Zustand ist der Kran ein beidseitig auskragender Balken von 10,6 m Spannweite, mit einem Lastarm von 34,45 m und einem Gegengewichtsarm von 10,6 m. Der Kran ist als unten offene Brücke erstellt. Die Brückenträger werden einzeln in dieses halbrahmenförmige Kranprofil eingefahren, an der Laufkatze aufgehängt, durch den Kran nach vorne geschleust und auf die Auflager abgesenkt. Die Tragkraft des Kranes beträgt 18 t bei 18,55 m Ausladung und 6 t bei 33 m Ausladung in bezug auf den Stützwagen B-A. Die Länge des Auslegerarmes wurde derart gewählt, daß mit Hilfe desselben auch Wand- und Turmpfeiler für

Oeffnungen bis zu 30 m zusammengebaut werden können. Auf den oberen Gurtungen des Kranes laufen die Räder einer unterhalb des zu erstellenden Ueberbaues liegenden Montierbühne, die den schnellen Einbau der Wind- und Querverbände zwischen den beiden Hauptträgern ermöglicht. Die Abmessungen des Kranes mußten so gewählt werden, daß derselbe im dreiteiligen Transportzustand auf den wichtigsten Normal- und Schmalspurbahnlinien des Landes verkehren kann. Der Kran kann auch in der Kurve benützt werden (vgl. Fig. 3).

Der größte Raddruck im Betriebszustand bei ruhendem Kran und ungünstigster Belastung beträgt 13,6 t, für den unbelasteten, fahrbereiten Kran — bei Montage von Brücken über mehrere Oeffnungen — 7,2 t.

### 5. Projekt eines senkrechten Schiffshebewerkes.

Vor mehr als zwanzig Jahren habe ich in meiner Stellung in der Industrie schon Gelegenheit gehabt, mich intensiv mit dem Problem der Ueberwindung größerer Gefällsstufen in Wasserstraßen mit Hilfe mechanischer Schiffshebewerke zu befassen. Dieses Problem ist in allen Ländern, in denen die Binnenschiffahrt weitergefördert wird, besonders aktuell. Leider sind von den zahlreichen, gründlich durchstudierten Vorschlägen für die Ausführung mechanischer Hebewerke, nur sehr wenige verwirklicht worden, hauptsächlich weil die in Frage kommenden Stellen sich nicht von der durch lange Ueberlieferung übernommenen Schleusentreppe loszulösen vermochten.

Abb. 10 zeigt das Projekt eines mechanischen Hebewerkes, das ich im Jahre 1913 entworfen habe. Es handelt sich hierbei um ein senkrechtes Hebewerk, welche Gruppe von Hebewerken einfacher als andere Systeme den bequemen Anschluß an die obere und untere Haltung, auch bei veränderlichem Wasserspiegel ermöglicht und wirtschaftlich allgemein recht vorteilhaft ist. Das Führungsgerüst ist nach Maßgabe dieses Projektes aus zum Teil leicht armiertem Beton vorgesehen. Das bei jeder Naßförderung konstant bleibende Troggewicht, einschließlich Wasserfüllung mit oder ohne Schiff, ist durch ein System von Gegengewichten ausbalanciert, die in der Abb. 10 am Fuß des Betongerüstes zu erkennen sind.

Die einzige Schwierigkeit der Anordnung eines jeden Hebewerkes ist die einwandfreie Sicherung des Gleichgewichtszustandes des Troges bei einem eventuellen Leerlaufen desselben, oder bei Seilbruch, sowie die Gradführung des Troges. Zu diesem Zweck sind die vier Ecktürme als vertikale Zylinder mit einem vertikalen Längsschlitz gegen den Trog hin vorgesehen. Zwei kräftige Hauptquerträger, die den Trog unterstützen, greifen durch je zwei Turmschlitze bis in die Achse der Türme hinein. In den Achsen der vier Türme sind die Querträgerenden mit einem großen, bolzenförmigen Stützkörper, der auf einer Schraubenbahn drehbar ist, verbunden. Auf der im Turminnern befestigten, eisernen Schraubenbahn kann der vorerwähnte Stützkörper vertikal fortbewegt werden.

Diese Schraubenanordnung bildet lediglich die Sicherheitsvorkehrung bei Gleichgewichtsstörungen. Die Vertikalbewegung des Troges, dessen Last durch die Gegengewichte ausgeglichen ist, erfolgt z. B. mit vier Gallschen Ketten, die für Gradführung sorgen und nur den Reibungswiderstand zu überwinden haben. Normalerweise werden die vier bolzenförmigen Stützkörper je durch einen Motor derart angetrieben, daß sie ohne Belastung der Schraubenbahn sich auf- und abwinden. Nur im Falle einer Gleichgewichtsstörung kommen diese Stützkörper sofort zum Anliegen und unterbrechen damit die Bewegung. Abb. 10 zeigt ein Hebewerk für Kähne von 2000 t, das bei einer Hubhöhe von 20 bis 70 m ausführbar wäre. Rechts auf der Abbildung ist das Portal zur Bewegung der Hubtore des talseitigen Trogabschlusses zu erkennen; dieses Portal ist mit Rücksicht auf die vorgeschriebene Durchfahrt von Schiffen mit Masten besonders hoch ausgefallen. Längs der Oberkante des Führungsgerüstes sind die Seilrollen der Gegengewichtskabel und der Kran zum Einbau derselben zu erkennen.

Es bietet kaum besondere Schwierigkeiten, die skizzierten Sicherheitsorgane für die denkbar ungünstigsten Gleichgewichtsstörungen zu dimensionieren; die größtmöglichen Sicherheitsvorkehrungen sind unerläßlich, um dem Vorurteil gegenüber den mechanischen Hebewerken entgegenzutreten.

## B. Brücken aus Beton und Eisenbeton.

### 1. Straßenbrücke über den Rhein in Eglisau,

erbaut 1917/19. Bauherr: Nordostschweiz. Kraftwerke A.-G. Unternehmer: Locher & Cie. (vergl. Schweiz. Bauzeitung, Bd. LXXXII 1923). Abb. 11—13.

Diese Brücke zeigt als Besonderheit in heutiger Zeit volle Kiesfüllung über Gewölben von rund 40 m Spannweite. Die Lösung war durch die infolge des Krieges geschaffenen abnormalen Verhältnisse, d. h. durch die hohen Materialpreise und Arbeitslöhne bedingt. Bei der heute gemäß der statischen Untersuchung auf Grund der Elastizitätstheorie üblichen guten Ausnützung des Gewölbematerials, besteht bei solchen geschlossenen Brücken, statisch gesprochen, und gegenüber ähnlichen Ausführungen der Vergangenheit mit viel kräftigeren Gewölben ein Mißverhältnis zwischen den kräftigen, im vorliegenden Fall bis 10 m hohen Stirnmauern und dem leichten Gewölbe (vergl. Abb. 12). Die Eckmomente, die in dem halbrahmenförmigen Brückenquerschnitt, gebildet durch die Stirnmauern und das Gewölbe auftreten, müssen ja selbstredend am Fuß der kräftigen Stirnmauern auf das dünne Gewölbe übertragen werden. Durch den Kiesdruck auf die Stirnmauern entsteht eine ungleichmäßige Lastverteilung über die Gewölbebreite bezw. eine Belastungskonzentration auf die Außenkanten des Gewölbes. Eine überschlägliche statische Untersuchung der hieraus entstehenden Querspannungen im Gewölbe ergab die Notwendigkeit einer relativ recht kräftigen Querarmierung der oberen Gewölbeleibung.

Es liegen hier bezüglich der Verteilung der ständigen Last über Gewölbebreite ganz ähnliche Verhältnisse vor, wie sie im Scheitel eines Gewölbes für die Verkehrslast berücksichtigt werden. In beiden Fällen sind lastverteilende Querrippen im Gewölbe selbst oder darüber unerläßlich.

Dünne, elastisch nachgiebige Gewölbe sind an und für sich besonders gegen den Einfluß des Schwindens und einer Temperaturänderung zweckmäßig; indessen darf natürlich für geschlossene Brücken bei der Beurteilung der Vorteile der Erhöhung der elastischen Deformierbarkeit des Gewölbes der wesentlich entgegengesetzt wirkende Einfluß der Stirnmauern (eventuell auch von Längswänden und einer Fahrbahnplatte) nicht außer Acht gelassen werden. Diese Stirnmauern werden häufig nur als vertikal wirkende Auf-

last, nicht aber als statisch mitwirkender Bestandteil der Gewölbe in Berücksichtigung gezogen. Um im vorliegenden Fall die Steifigkeit des U-förmigen Traggerippes, das durch die Verbindung der Stirnmauern mit dem eigentlichen Gewölbe gebildet wird mit Rücksicht auf die Temperaturspannungen zu vermindern, wurden die Stirnmauern, die über den Gewölbekämpfern hinter den Pfeilervorköpfen bezw. den Widerlagerschultern endigen, außerdem über jedem Gewölbe an sieben Stellen bis auf zwei Drittel ihrer Höhe durch Trennungsfugen unterbrochen. Die Verbindungslinie der Fußpunkte dieser Fugen, die den statisch mitarbeitenden Stirnmauerteil begrenzt, fällt bei unbelasteter Brücke angenähert, mit der Nullinie zusammen.

Infolge der Verschiedenheit der Lastverteilung einerseits im Bauzustand, d. h. ohne Aufbau und Kieshinterfüllung der Stirnmauern, anderseits im fertigen Zustand, wäre das Gewölbe für sich allein im Bauzustand nicht standsicher gewesen. Die Drucklinie infolge des Gewölbeeigengewichtes allein liegt sogar teilweise unter dem Gewölbe, es mußten deshalb vor dem Betonieren der Fugen zwischen den Gewölbelamellen bedeutende Kiesauflasten aufgebracht werden, damit, falls unbeabsichtigt, z. B. infolge bedeutender Temperaturzunahme gegenüber der Herstellungstemperatur, das Ausrüsten selbsttätig erfolgen sollte, die Drucklinie des Gewölbes noch innerhalb des Kernes verläuft. Die Dehnungsmessungen an der inneren Gewölbeleibung — die ich in Eglisau zum ersten Mal an einer massiven Brücke vornahm — zeigten, daß in der Tat das im Frühjahr erstellte Gewölbe sich vor der formellen Ausrüstung infolge Erwärmung bereits selber ausgerüstet hatte. Im übrigen wurden die Lehrgerüste durch fortschreitende Verminderung der Auflagerfläche der Holzsättel unter den einzelnen Lehrgerüstfächern in bequemer Weise auf Grund der vorher im Laboratorium durchgeführten Deformationsmessungen abgesenkt.

Die Stirnwände wurden zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegen Witterungseinflüsse mit Natursteinen (Pietra rasa) verkleidet. Diese Verkleidung erhielt über die Höhe des eigentlichen Gewölbes in radialer Richtung verlaufende Lagerfugen, um in der Ansicht der Brücke keine Verwischung der statischen Wirkung der Stirnmauern und des Gewölbes hervorzurufen.

Dieses schöne Brückenbauwerk (vgl. Abb. 11) mußte von der Bauherrschaft des Kraftwerkes Eglisau an Stelle der alten Holzbrücke, die in den Stauraum zu liegen gekommen wäre, erstellt werden. Obwohl letztere ausgesprochen am Eingang des Städtchens Eglisau lag, wurde die neue Brücke, den heutigen Verkehrsansprüchen Rechnung tragend, zum Städtchen exzentrisch erstellt, um die Brückenbahn der Lage der Ufer entsprechend wesentlich höher legen zu können. Abb. 13 zeigt auch die noch höher liegende Bahnbrücke der Strecke Zürich-Schaffhausen.

### 2. Straßenbrücken über die Aare in Hinterkappelen und Wohlei,

erbaut 1919/20. Bauherr: Bernische Kraftwerke A.-G. Unternehmer: A. und H. Bürgi & Brunschwyler. Abb. 14—20.

Auch hier hat das Staubecken, das durch den Bau des Kraftwerkes Mühleberg als Tagesspeicher geschaffen wurde, die Höherlegung der bestehenden Ueberbrückungen bedingt. Bei vollem Stausee liegt der Stauspiegel in der Wohlei rund 9 m über dem früheren N.W.-Spiegel. Die alte hölzerne Aarebrücke in Hinterkappelen wurde durch eine Stampfbetonbrücke, die eiserne Brücke in Wohlei durch eine kombinierte Stampfbeton- und Eisenbrücke ersetzt. Die Eigenartigkeit derartiger Bauwerke liegt darin, daß dieselben im alten Zustand des Flußbettes erstellt, und aus wirtschaftlichen Gründen die Pfeilerstellungen entsprechend gewählt werden. Eine Kolkgefahr für die Pfeilerfundamente besteht nur bis zum Beginn der Einstauung, indem nachher die Wassergeschwindigkeit nur noch eine ganz unbedeutende ist und bald eine Auflandung entsteht; dementsprechend werden auch die Fundamente ausgebildet. Für beide Bauwerke war die Größe der Hauptöffnung (vgl. Abb. 14 u. 18) wie schon erwähnt durch die Stromverhältnisse des alten Flußzustandes, außerdem durch die Rücksicht auf die eventuelle Flußschiffahrt bedingt.

Die Höhenlage der Fahrbahn der Hinterkappelenbrücke wurde auch durch den Massenausgleich zwischen dem rechtsseitigen Einschnitt und dem linksseitigen Damm bedingt. Diese Brücke weist ein Hauptgewölbe von 45 m Stützweite auf. Wegen der geringen Widerstandsfähigkeit des Baugrundes gegen Druck und Schub wurden das Hauptgewölbe und die beidseitig anschließenden Viaduktgewölbe von 12 m Spannweite je mit drei Gelenken versehen. Das, wenn auch geringe, beim Ausrüsten eingetretene Ausweichen der Hauptpfeiler bewies die Zweckmäßigkeit der Gelenkanordnung sowie der vorgesehenen Ueberhöhung des Gewölbes. Abb. 15 zeigt einen Teil des Längsschnittes mit dem aufgelösten Aufbau und den Kämpfergelenken des Hauptgewölbes und der anschließenden Viaduktgewölbe. Bei der nicht sehr großen Spannweite des Hauptgewölbes schien es vorteilhafter, die Spargewölbe nach außen zu verkleiden, um dadurch den einheitlichen und ruhigen Eindruck des Bauwerkes zu erhöhen. Ein kaum befriedigend zu lösender Punkt wird bei geschlossenen Brücken stets die Ausbildung des Anschlusses einer kleineren an eine größere Brückenöffnung bleiben, da der Ausgleich der beidseitig des Trennungspfeilers liegenden sehr verschieden großen Stirnmauerflächen fehlt. Konstruktiv bildete die ebenfalls gelenkige Anordnung des Uebergangsgewölbes (vgl. Abb. 15) über dem Hauptpfeiler einige Schwierigkeiten. Es wurde großer Wert auf gute Zugänglichkeit des Innenraumes des Aufbaues gelegt. Auch über allen Viaduktpfeilern sind die Stirnmauern vollständig durchgetrennt; die Kieshinterfüllung ist beidseitig dieser Trennungsfugen entwässert worden.

Die Landwiderlager wurden mit Kragarmen versehen, um jeden Wassersack zwischen den bei anderer Ausbildung nötig gewordenen Flügelmauern, was namentlich bergseitig nachteilig gewesen wäre, zu vermeiden.

Die Lehrgerüste der Viaduktgewölbe von 12 m wurden als Dreigelenkbogen ausgebildet. Ihre Ausrüstung erfolgte in sehr bequemer Weise durch Ausstemmen des aus Hartholz ausgeführten Druckstückes im Scheitelgelenk.

Bei der relativ schmalen Brücke ist einem leichten eisernen Geländer der Vorzug gegeben worden, um jede trogartige Wirkung der Fahrbahn zu verhindern.

Die Brücke ist in der Hauptsache aus Stampfbeton ausgeführt worden mit nur wenig Armierungen. Die Sichtflächen weisen keinerlei Nacharbeit auf.

Die Wohleibrücke ist eine untergeordnete Ueberbrückung, die trotz ihrer großen Länge — 200 m — einspurig ausgebildet werden konnte. Selbstredend

ist es leicht, wenn dies sich als nötig ergeben sollte, an den beiden Enden einer solchen langen einspurigen Brücke Signalvorrichtungen anzuordnen, die bei unsichtigem, nebligem Wetter den Verkehr der Fahrzeuge regeln. Mit Rücksicht auf die untergeordnete Bedeutung dieser Ueberbrückung ist zunächst ihre Ausführung in Holz ins Auge gefaßt worden. Da jedoch die beteiligten Gemeinden eine Uebernahme des Unterhaltes der Holzkonstruktion ablehnten, mußte diese Lösung fallen gelassen werden.

Um die Hauptpfeiler beidseitig der durch das alte Flußbett sowie durch die Schiffahrtsrücksichten bedingten Hauptöffnung von 30 m möglichst klein zu halten, wurde der Hauptüberbau als eiserner Blechbogen mit hölzernem Fahrbahnbelag erstellt, der einen relativ kleinen Schub erzeugt. In ästhetischer, sowohl als auch in technischer Hinsicht ist diese Einheitlichkeit der bogenförmigen Ueberbauten aller Oeffnungen vorzuziehen. Abb. 19 zeigt den Fahrbahnquerschnitt des eisernen Ueberbaues, Abb. 20 ein Endwiderlager.

### 3. Pont de Pérolles:

### Straßenbrücke über die Saane in Freiburg,

erstellt 1920/22. Bauherr: Kanton Freiburg. Unternehmer: Züblin & Cie. Bauleitung: Ingenieure Ch. Jaeger und A. Lusser. Abb. 21—23

Abb. 21 zeigt die beträchtlichen Abmessungen dieses Bauwerkes, welches fünf Oeffnungen von rund 56 m Weite, mit einem einseitig anschließenden Viadukt von rund 200 m Länge umfaßt. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 555 m, ihre größte Höhe über M. W. 70 m. Maßgebend für die Wahl der Weite der fünf großen Oeffnungen war ein tiefeingeschnittener alter Flußlauf, welcher unter der ersten dieser Oeffnungen rechts festgestellt wurde. Mit dieser Brücke und mit derjenigen, die hieran anschließend beschrieben wird, hat der Kanton Freiburg gewaltige finanzielle Opfer gebracht, um die durch die tiefeingeschnittene Saane umgebene Kantonshauptstadt durch massive Brücken mit dem südlichen und dem nordöstlichen Kantonsteil zu verbinden. Ursprünglich, und zwar vor dem Weltkrieg, war die Pérollesbrücke weiter flußabwärts, mit noch höher liegender und breiterer Brückenbahn geplant. Die nach dem Krieg durchgeführten Kostenberechnungen dieses, aus einem Wettbewerb hervorgegangenen Projektes, ergaben jedoch die Unmöglichkeit seiner Ausführung. Es wurde hierauf eine etwas günstigere Lage bei gleichzeitiger Tieferlegung und schmälerer Ausbildung der Fahrbahn in Aussicht genommen, nachdem für den neuen Brückenbau eine gesamte Kostensumme von ca. 4,6 Millionen Franken zur Verfügung gestellt worden war.

Aus Sparsamkeitsgründen wurde noch die Gewölbebreite auf 7.90 m reduziert, gegenüber einer nutzbaren Brückenbahnbreite von 10 m, so daß die Auskragung der Konsolen 1.3 m beträgt (vgl. Abb. 22). Dank ihrer gesimsartigen hohen Ausbildung und infolge der großen Abmessungen des Tragwerkes treten diese Konsolen dennoch nicht als Fremdkörper im gesamten Brückenbild auf, im Gegensatz zu weit auskragenden, niedrigen Eisenbetonkonsolen, die häufig nicht gut mit einer rein als Stein- oder Betonbau wirkenden Konstruktion harmonieren.

Die Ausbildung der Hauptpfeiler und der Aufbauten über den Gewölben ist eine siloartige (vgl. Abb. 23). Die Hauptpfeiler sind mit Vorbauten versehen, hinter welchen der Aufbau eines jeden Gewölbes endigt. Der obere Teil der Stirn- und Längswände ist kräftiger armiert worden, mit Rücksicht auf die Zugspannungen, die dort aus der Mitwirkung des Aufbaues als Gewölbebestandteil entstehen.

Mit Rücksicht auf die beträchtliche Flächenwirkung wäre es hier verlorene Mühe gewesen, irgendeine Verfeinerung der Sichtflächen in Aussicht zu nehmen, es wurde lediglich die Schalung der eigentlichen Gewölbe radial verlegt, um keine Störung des Bildes der Gewölbewirkung durch die wagrechten Schalbrettfugen der Stirnmauern zu bewirken. Diese einfache Maßnahme genügte vollkommen, um die Wirkungsweise des eigentlichen Gewölbes hervorzuheben.

### 4. Pont de Zähringen:

### Straßenbrücke über die Saane in Freiburg,

erstellt 1924/25. Bauherr: Kanton Freiburg. Unternehmer: Züblin & Cie. Bauleitung: Ingenieure Ch. Jaeger und A. Lusser (vergl. Schweiz. Bauzeitung Bd. LXXXI 1923). Abb. 24—28.

Dieses neue, als Betonviadukt ausgeführte Bauwerk bietet deshalb ein ganz besonderes Interesse, weil es den weltbekannten „Grand Pont Suspendu", die weitestgespannte Kabelhängebrücke Europas, ersetzt hat (vgl. Abb. 24). Die 1835 vollendete Hängebrücke besaß eine Spannweite der Tragkabel von 273 m, bei einem Pfeilverhältnis von 1/14,2. Die ganze Fahrbahnkonstruktion sowie die Versteifungsträger der Kabel, bestehend allein aus den Geländern, waren aus Holz (vgl. Abb. 25). Die Tragkabel mußten mehrfach verstärkt werden, die geringe Längssteifigkeit der Brücke veranlaßte dennoch eine für den Verkehr unzulässige Einschränkung der Verkehrslasten. Ferner war diese außerordentlich wichtige Zufahrtsbrücke der Brandgefahr der hölzernen Brückentafel, sowie der Rostgefahr der mangelhaft isolierten Tragkabel ausgesetzt. Die jährlichen Unterhaltungskosten namentlich der Holzteile waren beträchtlich, sie betrugen rund 20,000 Franken.

Die nunmehr verschwundene Hängebrücke gehörte zu den wenig zahlreichen eisernen Brückentragwerken, deren ästhetische Wirkung einer stets wohlwollenden Kritik unterzogen worden ist; ihre Leichtigkeit und elegante Linienführung bleiben unauslöschlich in der Erinnerung. In ästhetischer Hinsicht war es ein gewagtes Unternehmen, die Möglichkeit ganz anderer, besonders auch „massiver" Lösungen ins Auge zu fassen. Der im Jahr 1920 eröffnete Wettbewerb verlangte einerseits Offerten für den Umbau der bestehenden Hängebrücke, daneben war der Bau von Beton- oder Eisenbetonbrücken in Aussicht genommen. Man trachtete somit zunächst danach, das altgewohnte Brückenbild zu erhalten. Das Ergebnis des Wettbewerbes zeigte nun aber, daß der Umbau der Hängebrücke oder der Neubau einer solchen teurer zu stehen gekommen wäre als die Erstellung einer Beton- oder Eisenbetonbrücke, wobei ferner die nötige Höhe und Steifigkeit des Versteifungsträgers einer nach heutigen Gesichtspunkten erstellten Hängebrücke das frühere, stegartige Brückenbild doch ganz wesentlich verändert hätte. Es darf nicht übersehen werden, daß im Grunde genommen die Spannweite der alten Hängebrücke mit 273 m im Verhältnis zur Höhe der Fahrbahn über Wasserspiegel (N. W.) — 51 m — viel zu groß war, und daß für das vorliegende Talprofil eine Gliederung des Ueberbaues in mehrere Oeffnungen eine wirtschaftliche Notwendigkeit ist. Eine gewisse Schwierigkeit für diese Glie-

derung bestand darin, daß an der Brückenbaustelle die Saane ganz exzentrisch im Talprofil, am Fuße des felsigen linken stadtseitigen Abhanges liegt.

Die eingereichten Projekte versuchten in verschiedener Art, dieser Schwierigkeit Herr zu werden. Abb. 26 zeigt einige typische Vorschläge. Letzten Endes wurde von einer Expertenkommission die in Abb. 26 und 27 dargestellte klassische Viaduktlösung in Vorschlag gebracht. Zur Bevorzugung des Viaduktes gegenüber einer einseitig im Tale liegenden größeren Oeffnung war namentlich die Ansicht maßgebend, daß nicht der Fluß, sondern das Tal im Brückenbild vorherrscht. Es wurde damit auch eine möglichst einfache Lösung, die nicht in das schöne Stadtbild sich vorzudrängen sucht, d. h. eine Lösung, die aus den topographischen Verhältnissen der Landschaft herauszuwachsen scheint, bevorzugt. Selbstredend wäre vom wasserbaulichen Standpunkt aus die Vermeidung eines Flußpfeilers vorteilhafter gewesen, indessen verlieh die Expertenkommission diesem Gesichtspunkt nur untergeordnete Bedeutung gegenüber den vorerwähnten Richtlinien. Dagegen wurde eine ergänzende Flußregulierung mit Rücksicht auf diesen Pfeilereinbau vorgenommen.

Die ausgeführte Brücke umfaßt sieben gleichgroße Oeffnungen von rund 30 m Weite. Die lichte Breite der Brückenbahn beträgt 11,5 m, wobei je 2 m auf jeden der beidseitigen Gehwege entfallen, gegenüber $4{,}9 + 2 \times 0{,}88$ m $= 6{,}66$ m bei der alten Hängebrücke.

Zur Verbindung der untern Stadtteile konnte bei der gewählten Viaduktanordnung mit geringen Kosten eine „untere Brücke" mit drei flachgespannten Gewölben eingebaut werden. Diese nur 3,5 m breite Ueberbrückung (rund ein Drittel der Pfeilerbreite) tritt stark zurück und beeinträchtigt in keiner Weise die Gesamtwirkung des Bauwerkes.

Aus wirtschaftlichen Gründen mußte das Bauwerk aus Stampfbeton erstellt werden, auch eine Natursteinverkleidung war ausgeschlossen, da kein wetterbeständiger Stein in der Nähe erhältlich gewesen wäre. Dagegen wurde ein grünliches natürliches Steinmehl, in der Färbung der Tönung der umliegenden Molasseabhänge angepaßt, als Vorsatzbeton gewählt und nachher sehr rauh gestockt. Im übrigen ist die Brücke dem gesteckten Ziele, wonach das Ingenieurwerk der Natur sich unterordnen soll, architektonisch sehr einfach gestaltet worden. In dieser Beziehung treten nur das durchgehende Gesimse und die darauf ruhende, wohlgelungene durchbrochene Eisenbetonbrüstung, sowie die Betonung der Kontraktionsfugen über den Pfeilern in Erscheinung (vgl. Abb. 28).

Die neue Brücke ist genau in der Achse der alten erstellt worden, es war nur eine kurze Unterbrechung des Fuhrwerkverkehrs während des Abbruches der alten Fahrbahn nötig.

Die Baukosten betrugen rund zwei Millionen Franken. Die Aufnahme, die das neue Brückenbild findet, ist eine gute. Es war zweckmäßig eine ganz andere Lösung als die frühere vorzuschlagen. Die neue, massive Brücke scheint vollkommen verwachsen mit der Landschaft, während die alte Hängebrücke fast unsichtbar, ohne das Talbild nennenswert zu beeinflussen, kaum in Erscheinung trat.

# II. Verstärkungen:

## A. Eiserne Brücken.

### Allgemeine Gesichtspunkte:

In allen meinen Verstärkungsprojekten habe ich in erster Linie danach getrachtet, die bestehende Konstruktion möglichst wenig zu beeinflussen und klare statische Grundlagen für die Verstärkung zu schaffen. Es handelte sich stets um die Verstärkung schweißeiserner Brückentragwerke aus den Jahren 1870—85, deren Material einen sehr geringen Dehnungskoeffizienten aufweist und das infolge seiner Sprödigkeit während der Verstärkungsarbeiten einer härteren Probe unterzogen wird als im normalen Betriebszustand. Ganz besonders suchte ich stets das Auswechseln vorhandener Niete soviel als möglich einzuschränken. Bei jeder Verstärkung wurden in erster Linie die Knickverhältnisse geprüft, besonders die Quersteifigkeit der oben offenen Brücken (Vertikalen und Querträger der Halbrahmen, sowie Druckgurtungen der Hauptträger), ferner die Portalsteifigkeit von Brücken mit zwei Windverbänden und die Knickfestigkeit mehrteiliger Stäbe. Der effektive Sicherheitsgrad der Fahrbahnträger ist im allgemeinen größer als derjenige der vorerwähnten Bauteile; die Lastverteilung auf die einzelnen Fahrbahnträger ist nämlich in Wirklichkeit, wie zahlreiche durchgeführte Spannungsmessungen bestätigten, wesentlich günstiger als die übliche, angenäherte Berechnungsweise solcher Träger voraussetzt. Da der Belastungsausgleich, der aus der elastischen Nachgiebigkeit aller Teile des Fahrbahnrostes sich ergibt, meistens nicht weiter verfolgt werden kann, so sollten auch größere Spannungsüberschreitungen in Fahrbahnträgern keine Bedenken erregen.

Größten Wert legte ich auch stets auf eine einwandfreie Fahrbahnausbildung, die bei guter Isolierung möglichst lastverteilend wirkt, namentlich aber die Steifigkeit des Ueberbaues in wagrechter Richtung zu erhöhen imstande ist. Ferner wurde in zahlreichen Fällen eine Verbesserung der Auflagerverhältnisse durch Anordnung von Rollenlagern auf freistehenden Lagersockeln als unerläßlich erachtet, ebenso mußte vielfach die Abschlußkonstruktion an den Brückenenden und die Zugänglichkeit der Endquerträger vervollkommnet werden.

Bei der weitverzweigten politischen Organisation der Schweiz sind nicht in allen Verwaltungen die nötigen Fachleute vorhanden, die für einen stetigen, umfangreichen Unterhalt eiserner Brücken erforderlich sind. Ueberhaupt sind die eisernen Brücken — abgesehen von den Kosten des Unterhaltes — rein vom psychologischen Standpunkt aus betrachtet, im Nachteil, weil sie eine bleibende Belastung der technischen Aufsichtsorgane darstellen, während die massiven Brücken, wenn sie einem Umbau oder einer Ausbesserung unterzogen werden müssen, nur in sehr großen Zeitabschnitten, wobei dann aber, wie schon erwähnt, beträchtliche Kosten entstehen können, besondere Ansprüche an das mit dem Unterhalt betraute Personal stellen. Für unsere eisernen Straßenbrücken ist es daher besonders erwünscht, daß sie konstruktiv so ausgebildet oder verstärkt werden, daß sie wenig Unterhalt erfordern. In dieser Beziehung sind die Eisenbetonfahrbahntafeln gegenüber den Zoresbelägen, ferner möglichst geschlossene Stabquerschnitte gegenüber solchen mit Vergitterung,

im Vorteil. Belageisen sind namentlich in früherer Zeit mangelhaft ausbetoniert und nach oben nicht isoliert worden.

Zahlreiche ältere eiserne Brücken mit untenliegender Fahrbahn weisen zwischen den Hauptträgern knapp Raum für die Kreuzung zweier Fahrzeuge auf. Es fehlen die Gehwege oder Schutzstreifen der Fahrzeuge bezw. Hauptträger. Infolgedessen wird der Fahrbahnschlamm wegen des Quergefälles der Chaussierung unmittelbar auf die Hauptträger abgeleitet. Sehr häufig auch sind in solchen Fällen die Hauptträger, besonders ihre Pfosten beschädigt worden. Fast in allen Fällen handelt es sich um Landbrücken mit geringem Verkehr, bei deren Verstärkung in erster Linie die Frage zu prüfen ist, ob nicht der einspurige Umbau — der ja zugleich bezüglich Radlasten zu einer Entlastung der Hauptträger durch Konzentration schwerer Fuhrwerke auf die Fahrbahnmitte führt — die gegebene Lösung darstellt.

Ich habe ferner den Eindruck, daß für Straßenbrücken oft zu ungünstige Belastungsvorschriften gemacht werden, die es unmöglich machen eine alte Konstruktion noch zu retten. Lastwagen von über 20 t Gesamtgewicht kommen heute, wo beinahe jede Fabrik direkten Geleiseanschluß besitzt, selten vor; die schwersten Autocamions weisen keine Achsdrücke von über 8 t auf. Auch die Größe des Menschengedränges wird — abgesehen natürlich von Gehwegen, die gelegentlich als Schaubühnen in Frage kommen können — mit 400—500 kg/m² viel zu hoch eingeführt, da ja bekanntlich bei einer solchen Belastungsdichte jeder flüssige Verkehr ausgeschlossen ist. Bezüglich der Größe der tatsächlich auftretenden Belastungen werden in der Schweiz die Straßenbrücken ungünstiger beurteilt als die Eisenbahnbrücken — bei letzteren dagegen dürfte allgemein für die Fahrbahnträger die dynamische Wirkung in stärkerem Maße als üblich Berücksichtigung finden.

Wenn der Einfluß der Verkehrslast bei massiven Straßenbrücken oder bei neuen eisernen Straßenbrücken keine ausschlaggebende Rolle spielt, so ist er umgekehrt bei der Verstärkung älterer eiserner Brücken mit geringer ständiger Belastung von wesentlicher Bedeutung.

Der neuzeitliche Verkehr mit Autocamions stellt an die Ausbildung der Brückenbeläge ganz besondere Anforderungen, die namentlich bei der Verstärkung alter Brücken genau geprüft werden müssen, da in diesem Falle eine Erhöhung des Gewichtes der neuen Fahrbahndecke vermieden werden muß, so daß häufig der Einbau einer einwandfrei ausgebildeten Fahrbahndecke mit durchgehender Isolierschicht ausgeschlossen ist. Ich habe deshalb in einigen Fällen, um die verschiedenen maßgebenden Gesichtspunkte zusammenzufassen. Beton- oder Eisenbetonfahrbahndecken vorgeschlagen, die unmittelbar befahren werden. In dieser Weise konnte die ganze zur Verfügung stehende Fahrbahnhöhe zur Bildung einer versteifenden Fahrbahnplatte ausgenützt werden. Wesentlich bei solchen Betonfahrbahndecken ist, daß deren Oberflächen absolut eben ausgeführt werden, um Zerstörungen, welche die Stoßwirkungen infolge der durch Unebenheiten erzeugten Schwingungen schwerer Lastfahrzeuge hervorrufen, zu vermeiden. Es sind in dieser Hinsicht naturgemäß noch umfangreiche Versuche nötig, um die günstigsten Bindungsverhältnisse einer Betonfahrbahndecke abzuklären. Sehr zweckmäßig ist ein schützender, abgesandeter Teer- oder Asphaltüberzug der Beton- oder Eisenbetondecke, wodurch die letzten Unebenheiten ausgeglichen und die Entstehung solcher verhindert wird. Hierfür ist jedoch erfahrungsgemäß ein steter Unterhalt ganz unerläßlich. In dieser Beziehung sollte auch die harte Bereifung der Räder von Autocamions grundsätzlich vom Verkehr ausgeschlossen werden.

Während der letzten Jahre sind Verstärkungen ausgeführt worden, deren Gesamtkosten, verglichen mit denjenigen einer neuen Brücke, relativ hoch waren. Die Bauverwaltungen trachten bei der heutigen wirtschaftlichen Depression besonders danach eine Lösung zu wählen, die die geringsten Kosten verursacht. Wenn keine erhöhten Verkehrsansprüche zugunsten einer Abänderung der nutzbaren Fahrbahnbreite sprechen, ist eine Verstärkung, die höchstens drei Viertel der Kosten einer neuen Brücke verursacht, wirtschaftlich dann noch zu rechtfertigen, wenn angenommen werden darf, daß der verstärkte Bau — den zurzeit geltenden Anforderungen bezüglich Festigkeit und Verkehr — noch auf zirka 30 Jahre genügt.

### 1. Kirchenfeldbrücke über die Aare in Bern,

verstärkt 1913/14. Bauherr: Kanton Bern. Unternehmer: für die Eisenkonstruktion: A.-G. Th. Bell & Cie., für die Beton- und Eisenbetonarbeiten: A. und H. Bürgi (vergl. Schweiz. Bauzeitung Bd. LXV 1915, auch Sonderdruck). Abb. 29—34.

Dieser im Jahre 1883 erstellte Ueberbau umfaßte ursprünglich zwei gelenklose Bogenträger, auf denen die Fahrbahn zwischen den Widerlagern in je fünf Punkten abgestützt ist (vgl. Abb. 29). Der Hauptgrund für die Verstärkung waren die beträchtlichen wagrechten Schwingungen sowie der schlechte Zustand der Fahrbahndecke und des Fahrbahntragwerkes. Bereits im Jahre 1894 wurde versucht, den wagrechten Schwingungen durch eine Verstärkung des Bogenwindverbandes entgegenzutreten, jedoch mit wenig Erfolg.

In erster Linie wurden die Maßnahmen geprüft zur Verbesserung der Quersteifigkeit der Brücke, und beschlossen, an Stelle des mangelhaften Zoresbelages eine 9,2 m breite Eisenbetonplatte vorzusehen. Um damit die ständige Last der Fahrbahndecke nicht zu erhöhen und zugleich eine saubere Fahrbahndecke zu erzielen, wurde Holzpflaster in Aussicht genommen. Sehr erschwert wurde die Ausführung der Eisenbetonplatte, weil zu jener Zeit die zu berücksichtigenden provisorischen Normen für die Druckspannung im Beton nur den Wert

$$\sigma_{bd} = 20 + 0{,}05\ [800 - \sigma_{e\ vorh.}]\ kg/cm^2$$

zuließen. Diese rund 80 m weitgespannte Eisenbetonplatte wurde mit kräftigen Gurteisen versehen (vgl. Abb. 30) und über den Hauptpfeilern horizontal abgestützt. Die Quersteifigkeit dieser Hauptpfeiler über den Bogenwiderlagern wurde durch Ummantelung der Eisenkonstruktion mit Eisenbeton wesentlich erhöht (vgl. Abb. 31 u. 34). Günstigerweise sind die Fahrbahnlängsträger ZL (Abb. 32) bei rund 6,4 m Länge 1,1 m hoch, so daß ihre Formänderung für die darüber gespannte Eisenbetonplatte unbedenklich ist. Diese Fahrbahnlängsträger sind Gitterträger, deren Obergurt durch die Belageisen früher in ungünstiger Weise auf Biegung beansprucht wurde.

Die Fahrbahnquerträger HQ bezw. ZQ und die Hauptlängsträger HL — letztere über den Bogenträgern liegend — sind ebenfalls Fachwerkträger mit Kreuzdiagonalen, mit zu schwachen und einseitig angeschlossenen Diagonalen. Um für die Verstärkung dieser Diagonalen statisch klare Verhältnisse zu

schaffen, ist jeweils bei teilweiser Fahrbahnentlastung (Verkehr auf die andere Brückenhälfte eingeschränkt) grundsätzlich nur ein Strebenzug verstärkt worden, bei vorübergehender Ausschaltung und definitiver Entlastung des anderen Strebenzuges (vgl. Abb. 30).

Das Prinzip für die Verstärkung der Bogenhauptträger bestand in einer Systemänderung. Im alten Zustand war die Stützung der Bogenhauptträger eine veränderliche. Die vier Auflager eines jeden Hauptträgers konnten nämlich mangels einer Verankerung keine Zugkräfte aufnehmen. Solche negative Auflagerkräfte traten jedoch namentlich bei Temperaturänderungen auf. Da der nachträgliche Einbau von Verankerungen ausgeschlossen war, mußte für den endgültigen Zustand auf den gelenklosen Bogen verzichtet werden. Dagegen war es möglich, bei Belassung der Einspannung an einem Widerlager und Stützung nur in einem festen Auflager am andern Widerlager, ein Tragwerk ohne negative Auflagerkräfte zu erzielen.

Vorübergehend wurde zunächst jeder Bogenhauptträger auf einen Zweigelenkbogen zurückgeführt, um besonders für die Uebertragung der ständigen Last statisch klare Verhältnisse zu schaffen, indem die Drucklinie durch die zwei bekannten Auflagerpunkte festgelegt wurde. Hierbei wurde nach Maßgabe der Abb. 33, infolge des mit der Erhöhung der Quersteifigkeit der Hauptpfeiler über den Widerlagern verbundenen Einbetonierens des unteren Teiles des ersten Obergurtstabes des Bogenträgers, eine Durchtrennung dieses Gurtstabes über dem Betonsockel nötig. Hieran anschließend wurde auf der Seite der endgültigen Einspannung (Abb. 33) das zweite Lager in Form einer Pendelstütze unter bestimmtem Druck derart eingebaut, daß die endgültige Beanspruchung des Bogens bei möglichster Einschränkung der direkten Querschnittsvergrößerung am günstigsten ausfiel.

Die Ergebnisse der Verstärkung können, wenn auch nicht alle gesteckten Ziele voll erreicht wurden — z. B. wurde ein Teil der in der Bogenpendelstütze künstlich eingebrachten Auflagerkraft durch die Fahrbahnstützen, die Fahrbahnlängsträger und deren Lagerreibung statt durch den Bogen aufgenommen — als recht befriedigend bezeichnet werden. Die Eisenbetonplatte hat sich sehr gut gehalten, wie auch die übrige Eisenbetonkonstruktion der Pfeiler trotz der schwierigen Ausführung dieser Teile ohne Betriebsunterbruch auf einer Brückenhälfte.

Die wagrechten Schwingungen der Brücke, die unter den denkbar ungünstigsten Verhältnissen, unter Beiziehung von Militär anläßlich der Belastungsprobe, gemessen wurden, sind vollständig verschwunden.

Die Gesamtkosten der Verstärkung betrugen Fr. 417,000.—, wovon der größere Teil auf die Beton- und Eisenbetonarbeiten entfiel.

### 2. Straßenbrücke über die Reuß bei Obfelden,

verstärkt 1919 20. Bauherr: Kanton Zürich. Unternehmer: für die Eisenkonstruktion: A.-G. Konrad Zschokke, Werkstätte Döttingen, Kt. Aargau, für die Beton- und Eisenbetonarbeiten: Favre & Cie., Zürich. Abb. 35.

Abb. 35 zeigt den Querschnitt der verstärkten Brücke. Diese Brücke, wie einige andere ähnliche Objekte in den Kantonen Thurgau und Zürich, zeigen die Besonderheit, daß die Fahrbahntafel, die vor der Verstärkung knapp für zweispurigen Verkehr genügte, einspurig umgebaut wurde, wobei nach Maßgabe der Abb. 35 das Fahrbahneigengewicht durch Hinzufügung der leichten Eisenbetonkonstruktion der Gehwege vermindert werden konnte. Der eigentliche Fahrbahnbelag besteht aus Stampfbeton auf Belageisen, ohne besondere Isolierschicht. Die Oberfläche des Stampfbetonbelages wird regelmäßig geteert und abgesandet; bis heute hat dieser neuartige Belag sich gut gehalten.

Sehr mangelhaft war bei dieser Brücke im unverstärkten Zustand die Quersteifigkeit. Die Halbrahmen wurden dadurch verstärkt, daß kräftige Eckbleche zur Verbindung von Vertikalen und Querträger eingezogen und die Steifigkeit der Vertikalen in einfacher Weise wesentlich erhöht wurde. Die Seitensteifigkeit des Obergurtes wurde durch Hinzufügen seitlicher, mit dem Gurt parallel laufender Winkel, die nur in Abständen von rund 1 m durch Bindbleche unter sich und mit dem alten T-Gurt verbunden sind, ganz wesentlich verbessert. Diese Art der Gurtverstärkung bietet gegenüber dem vielfach üblichen Aufnieten weiterer Kopfplatten den großen Vorteil, daß der alte Gurtquerschnitt nur wenig in Mitleidenschaft gezogen wird, zugleich aber das Trägheitsmoment des T-Gurtes in bezug auf die vertikale Schwerachse ganz beträchtlich erhöht wird.

Infolge der einspurigen Ausbildung der Fahrbahn und des Einbaues beidseitiger, nach innen geneigter Gehwege konnten die Entwässerungsröhrchen nunmehr so gelegt werden, daß keinerlei Verschmutzung und Verrostung der Eisenteile, insbesondere der einzelnen Haupttragwände eintritt.

In analoger Weise wurde auch die Limmatbrücke in Höngg (Unternehmer: Löhle & Kern) verstärkt. Abb. 36 läßt deutlich die Gurtverstärkung in der zuvor beschriebenen Weise erkennen. In beiden Bauwerken wurden die Ueberbauten von den Mittelpfeilern aus angehoben zum Einbau von Rollenlagern statt der vorhandenen unvollkommenen Gleitlager. Bei beiden Brücken haben die durchgeführten einläßlichen Spannungsmessungen das einwandfreie statische Mitarbeiten der neuen Gurtsaumwinkel mit dem vorhandenen Gurtquerschnitt erwiesen.

### 3. Mittelüberbau der Straßenbrücke über die Thur bei Altikon:

verstärkt 1922. Bauherr: Kantone Thurgau und Zürich. Unternehmer: für die Eisenkonstruktion: Löhle & Kern A.-G. für Eisenbau, Zürich. Abb. 37.

Im mittleren Ueberbau dieser Brücke (vgl. Abb. 37) befinden sich je zwei Querträger zwischen zwei aufeinanderfolgenden Knotenpunkten der Hauptträger, wodurch der Untergurt im früheren Zustand sehr stark auf Biegung beansprucht wurde. Die Querträger selbst waren nicht in das System des unteren Windverbandes einbezogen. Außerordentlich schwach erwiesen sich zudem bei der Nachrechnung die Portalrahmen und Windverbände. Zur Verminderung der zusätzlichen Biegungsbeanspruchung des Untergurtes wurde in der Mitte jedes Fahrbahnfeldes eine neue Hilfsvertikale eingebaut, deren Zweckmäßigkeit durch die vorgenommenen Spannungsmessungen bestätigt wurde. Im Hinblick auf die recht geringe Quersteifigkeit der Brücke wurden bei der Verstärkung des oberen Längsverbandes zuerst die Endportalrahmen verstärkt und hieran anschließend, unter Verwendung provisorischer hölzerner Zwischenrahmen, die Windverbanddiagonalen feldweise ausgewechselt.

Die neue Fahrbahndecke ist, wie vorstehend (unter 2.) beschrieben, aus Stampfbeton hergestellt worden. Auch dieser Stampfbetonbelag hat bis heute zu keinen eigentlichen Ausbesserungen Anlaß gegeben.

In der Zeitschrift „Beton und Eisen" vom 20. Feruar 1925 habe ich über einige ähnliche Ausführungen von Betonbelägen, die unmittelbar befahren werden, sowie über die Verwendung von Eisenbetonplatten als Tragkonstruktion über einem eisernen Fahrbahnträgerrost berichtet.

### B. Massive Brücken.

**Viaduc de la Glâne: Straßenbrücke bei Freiburg,** erbaut 1860, verstärkt 1926. Bauherr: Kanton Freiburg. Unternehmer: Ed. Weber, Ingenieur, Freiburg. Abb. 38.

Dieser zweistöckige, zirka 54 m hohe Viadukt umfaßt acht Oeffnungen von rund 13,5 m Lichtweite. Als Baustein des Quadermauerwerkes wurde ein Molassesandstein verwendet.

Schon seit einigen Jahren wurden zahlreiche Längsrisse in den Gewölben und Pfeilern beobachtet, während sich in den Entlastungsgewölben des Aufbaues Verschiebungen der Quader zeigten.

Eine nähere Prüfung der Bodenverhältnisse zeigte, daß jedenfalls keine abnormalen Setzungen zufolge der Nachgiebigkeit des Baugrundes eingetreten sein können, sondern daß der Grund der Rißbildungen vielmehr in einem inneren Setzen des Mauerwerkes, verursacht durch das allmähliche Pulverisieren des beim Bau verwendeten Weißkalkmörtels zu suchen ist. Mein Vorschlag ging daher dahin, dort, wo nötig, vor allem aus in den Entlastungsräumen und den Gewölben, nach gründlichem Auskratzen und Auswaschen der Mörtelfugen mit Druckwasser, Zement bezw. feinen Zementmörtel zu injizieren. Weiter sind beidseitig des Scheitels eines jeden Gewölbes zwei Eisenbetontraversen von Stirnmauer zu Stirnmauer eingezogen worden, um den Schub auszugleichen, den die Gewölbe der Entlastungsräume hervorrufen. Die große Länge der verwendeten Quader, bis 1,60 m bei 0,55 m Höhe, hat natürlich das Durchreißen der Steine bei Schadhaftwerden des Mörtelbettes sehr begünstigt. Abb. 38 zeigt die Gerüstungen zum Injizieren der Entlastungs- sowie der Hauptgewölbe. Injektionen sind bereits in vier Oeffnungen vorgenommen worden. In einem einzelnen Injektionsloch im Aufbau konnten 500 Liter eingespritzt werden. Durchschnittlich konnte, auf sämtliche Lagerfugen der Gewölbe verteilt, eine Mörtelschicht von 0,5 cm Stärke eingebracht werden.

## III. Anderweitige baustatische Untersuchungen.

### A. Berechnung von Staumauern.

In der Schweiz sind im letzten Jahrzehnt entsprechend der Entwicklung der Akkumulieranlagen hydroelektrischer Kraftwerke zahlreiche Staumauern projektiert, bezw. ausgeführt worden. Unter den Schwergewichtsmauern sei auf diejenigen der Oberhasliwerke (Kt. Bern), des Wäggitales (Kt. Schwyz) und der Barberine (Kt. Wallis), ferner unter den Gewölbestaumauern auf diejenigen an der Jogne (Kt. Freiburg) und der Reuß (Kt. Uri) hingewiesen.

Die Gesichtspunkte, von denen ausgehend ich die statischen Verhältnisse der Schwergewichtsmauern beurteile, habe ich in der „Schweiz. Bauzeitung", Bd. 79 — 1922 — zusammengestellt. Umstritten sind heute in der Hauptsache drei Punkte, einmal der Umfang der Berücksichtigung des Unterdruckes, zweitens der zulässige Gleitwiderstand des Materials, und drittens die Frage der Kontraktionsfugen. Bei keinem Bauwerk hat die verschiedenartige Berücksichtigung eines einzelnen, nicht genau zu erfassenden und daher strittigen Faktors derart beträchtliche wirtschaftliche Konsequenzen zur Folge, wie dies die Abschätzung der Größe des Unterdruckes auf die Abmessungen einer Schwergewichtsmauer bedingt. Je nach dem der Unterdruck dreieckförmig verteilt, mit vollem hydrostatischem Druck wasserseitig, oder gar kein Unterdruck in Rechnung gesetzt wird, wächst die Kubatur einer Schwergewichtsstaumauer mit dreieckförmigem Querschnitt um rund 30 Prozent, ein Zuwachs, der bei den größten unserer Staumauern einem Geldbetrag von mindestens zwei Millionen Franken entspricht.

Bei der Beschaffenheit unserer schweizerischen Gebirgstäler und unter Berücksichtigung der Zufälligkeiten der Bauausführung erachte ich die Berücksichtigung des Unterdruckes als unerläßlich. Mit Rücksicht auf ein möglichst sparsames Vorgehen empfehle ich an Stelle des vollen hydrostatischen Druckes wasserseitig das 0,8fache dieses Wertes einzuführen, in der Meinung, daß, wenn dennoch der volle Wasserdruck als Unterdruck auftreten sollte, die in diesem Falle auftretenden Zugspannungen die Zugfestigkeit des verwendeten Betonmaterials nicht erreichen. Selbstverständlich sind dann für den Mauerfuß besondere Untersuchungen über Haftfestigkeit und Einspannung angezeigt. Ueber die übliche dreieckförmige Verteilung des Unterdruckes geben die bisherigen Erfahrungen einige Anhaltspunkte, die die gemachte Annahme als Mittelwert begründet erscheinen lassen. Der mutmaßliche schnelle Abfall des hydrostatischen Druckes an der wasserseitigen Mauerbegrenzung von 1 auf 0,8 führt logischerweise allerdings auf der Talseite zu einem schnelleren Anstieg, als der dreieckförmigen Unterdruckverteilung entspricht.

Bezüglich der Frage der Schubspannungen sind auch heute noch zwei Ansichten vertreten. Auf Grund der einen Ansicht sollen die Schubspannungen wie bei reiner Scherfestigkeit, nach der andern wie bei reiner Druckbeanspruchung beurteilt werden. Nach der ersten Auffassung ist Schub, nach der zweiten Druck für die Dimensionierung maßgebend. Die Spannungsverhältnisse der Randelemente einer dreieckförmigen Gewölbestaumauer liegen nun durchaus ähnlich wie für den Betondruckgurt eines Eisenbetonbalkens. Wird in demselben stillschweigend eine Schubspannung zugelassen, die mindestens die Hälfte der größten Druckspannung erreicht, so muß sinngemäß die gleiche Grundlage auch für die Schwergewichtsmauer zutreffend sein, d. h. in diesem Falle gilt die vorerwähnte zweite Auffassung. Auch die Berücksichtigung der Mohrschen Spannungskreise führt in vorliegendem Fall zu gleichen Resultaten. Die ganze Frage muß in Verbindung mit der Frage des Gleitwiderstandes als Funktion des Scherwiderstandes des Materials allein oder als Funktion des Reibungswiderstandes, den die Normalspannungen hervorrufen, aufgefaßt werden. Ich bin davon überzeugt, daß vorwiegend der Reibungswiderstand einen Einfluß auf den Gleitwiderstand ausübt, ansonst auch die Schubspannungen im vorerwähnten Betondruckgurt ganz unzulässig wären.

Kontraktionsfugen sind bei Betonstaumauern zu empfehlen und am besten zu verbinden mit zugäng-

lichen Schächten, von denen aus die notwendigen Dichtungsarbeiten nach Auswirken des Schwindens vorgenommen werden können.

Gewölbestaumauern (vgl. „Schweiz. Bauzeitung", Bd. 87; 1926) dürfen selbstredend nicht als unabhängige liegende Gewölbe untersucht werden, sondern es muß die gegenseitige Abhängigkeit der bogenförmigen Elemente, in welche sich die Mauer auflösen läßt, berücksichtigt werden. Eine Bogenstaumauer kann aufgefaßt werden als eine am Talumfang eingespannte Schale, in welcher selbstredend der Gleichgewichtszustand eines ebenen Elementes (liegendes Gewölbe im Horizontalschnitt) nicht für sich allein geprüft werden darf. Diese gegenseitige Abhängigkeit wird baustatisch dadurch am einfachsten berücksichtigt, daß neben den vorerwähnten wagrechten Bogenelementen eine Anzahl vertikaler Mauerelemente eingeführt wird. Die Elastizitätsbedingungen drücken die Gleichheit der Formänderungen in den Kreuzungspunkten der geometrischen Achsen der beiden Tragsysteme aus. Alle neuesten Erfahrungen weisen darauf hin, daß bei der statischen Untersuchung auch die Einspannungsverhältnisse des Schalenrandes durch den Fels der Talhänge und Talsohle in Rechnung gesetzt werden müssen.

Im Gegensatz zu Schwergewichtsmauern ist bei Bogenstaumauern eine genaue Verfolgung des Einflusses von Temperaturschwankungen (ungleiche Temperaturänderung der Wasser- und Talseite der Mauer zu verschiedenen Jahreszeiten, Einfluß des Füllungsgrades des Staubeckens) und des Schwindeinflusses ganz unerläßlich, da hierdurch im Bauwerk Beanspruchungen hervorgerufen werden, die ungünstiger sind als diejenigen infolge des Wasserdruckes allein. Um hierbei sicher vorgehen zu können, muß von Fall zu Fall, besonders bei Mauern aus Natursteinen, der Elastizitätsmodul des verwendeten Bausteines sowie die Bettungsziffer der Gesteinshülle experimentell festgestellt werden.

Die wirtschaftlichen Vorteile der Gewölbestaumauer gehen natürlich verloren, wenn bei einem stetig verlaufenden Talprofil die Länge l der Mauerkrone sehr groß ist gegenüber der Mauerhöhe h; in diesem Falle wiegt der Einfluß der vertikalen Mauerelemente vor gegenüber demjenigen der horizontalen Bogenelemente, d. h. die Mauer nähert sich in ihrem statischen Verhalten einer Schwergewichtsstaumauer. Auf Grund überschläglicher Ermittlungen dürfte die Gewölbestaumauer in einem dreieckförmigen Talprofil bis zum Verhältnis $l : h = 2$ wirtschaftliche Vorteile bieten.

## B. Experimentelle Untersuchung der Nachgiebigkeit der Gesteinshülle in Druckstollen.

Abb. 39—42.

Im Juli 1920 beauftragte die Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen eine Kommission mit der Prüfung der Vorkommnisse (Rißbildungen) im Druckstollen des Ritom-Kraftwerkes, sowie hier anschließend mit der Durchführung der nötigen Versuche im Druckstollen des Kraftwerkes Amsteg, zur Festsetzung der Art und der Abmessungen der auszuführenden Stollenverkleidung.

Bekanntlich zeigten sich bei der Unterdrucksetzung des Ritom-Druckstollens zahlreiche Längsrisse in der Stollenverkleidung der schlechteren Gesteinspartien (Glimmerschiefer), die eine Zeitlang den Betrieb des Stollens als Freilaufstollen bedingten. Diese Rißbildungen sind auf die Nachgiebigkeit der Gesteinshülle infolge des Innendruckes, der die Betonverkleidung elastisch nicht folgen konnte, zurückzuführen. Um die Grundlagen der weiteren Ausbildung von Druckstollen zu gewinnen, haben die Schweizerischen Bundesbahnen umfangreiche Versuche zur Feststellung der Formänderungen des Gesteins vornehmen lassen. Auf Grund der Erfahrungen im Druckstollen Ritom, und da von einem eigentlichen Gebirgsdruck im Druckstollen von Amsteg nicht die Rede sein kann, wurde zuerst beschlossen, den ganzen Druckstollen Amsteg mit kreisförmigem Profil, welches dem Gleichgewichtsprofil für Innendruck am besten entspricht, auszuführen.

Die Erfahrungen, die in Druckstollen, die vorwiegend durch Innendruck beansprucht werden, gemacht worden sind, weisen auf eine Revision der üblichen Gestaltung der Tunnelprofile in Strecken, die hohem Gebirgsdruck zu widerstehen haben, hin.

Die Versuche im Druckstollen Amsteg wurden in zwei Gruppen geteilt:

1. Versuche zur Bestimmung der Deformation in Stollenstrecken in gebrächem Gestein, das voraussichtlich wasserdurchlässig ist, und somit einer Betonverkleidung bedarf.

2. Versuche zur Prüfung der Wasserdichtigkeit in Stollenstrecken in standfestem gesunden Fels, der voraussichtlich dicht ist, und aus diesem Grunde wahrscheinlich keiner Verkleidung bedarf.

Zur Durchführung der Versuche unter 1, d. h. zur Messung der Formänderung der Gesteinshülle bezw. der Betonverkleidung sind die in Abb. 39 dargestellten, sternförmigen Dehnungsmesser verwendet worden. Die einzelnen Meßarme, wovon je zwei in einem Durchmesser liegen, sind in der Gesteinshülle befestigt und schreiben auf einer polierten Metallplatte, die im Mittelpunkt des Sternes liegt, die Bewegungen der Gesteinshülle in natürlicher Größe auf, und zwar in der Weise, daß die Summe der zwei Messungen der im gleichen Durchmesser liegenden Arme die entsprechende Vergrößerung des Stollendurchmessers liefert.

Um die Versuche durchzuführen, wurden möglichst lange Strecken des rund sieben Kilometer langen Stollens des Kraftwerkes Amsteg unter Wasserdruck gesetzt. Es wurden die wichtigsten geologisch verschiedenartigen Stollenstrecken untersucht, besonders die nachgiebigen Partien im Serizitschiefer in der Nähe des Wasserschlosses. Außerhalb des einen eisernen Abschlußtores der unter Druck gesetzten Versuchsstrecke, befand sich ein Manometer sowie ein Meßrad, von welchem aus die in der Mitte des Meßsternes angeordnete Meßplatte um gleiche Zentriwinkel gedreht werden konnte. Bei bestimmten Wasserdrücken, z. B. bei zwei oder drei Atmosphären, wurde das Meßrad, somit die Meßplatte um einen kleinen Zentriwinkel gedreht, worauf die Schreibstifte an den inneren Enden der Meßarme konzentrische Kreise beschrieben. Daran anschließend wurde der Druck gesteigert, was bei den Schreibstiften eine radiale Bewegung auslöste (vgl. Abb. 40). Selbstredend waren einige Korrekturen nötig, z. B. zur Berücksichtigung des Einflusses der Temperaturänderung auf den Meßapparat, welcher Einfluß um so mehr ins Gewicht fällt, je standfester, d. h. je weniger nachgiebig das Gestein ist.

Die Ergebnisse der Messungen haben im allgemeinen eine sehr gute Proportionalität zwischen Wasserdruck und Durchmesserdehnung ergeben (vgl. hierzu „Schweiz. Bauzeitung", Bd. 83; 1924). Die

größte gemessene Durchmesservergrößerung in der schlechtesten Serizitschieferzone betrug bei einem Wasserdruck von 40 m, max. 1 mm bei einem Stollendurchmesser von rund 3 m (vgl. Abb. 41). Die Größenordnung dieser Ausweitung ist derart, daß eine kreisförmige reine Stampfbetonverkleidung derselben elastisch nicht zu folgen vermag.

Die auf Grund der Versuche bestimmten Abmessungen der Verkleidung und eventuell wo nötig der Armierungen haben im Stollenbetrieb zu durchaus befriedigenden Ergebnissen geführt.

Es ist wohl ausgeschlossen, die auch im gleichen Stollenquerschnitt so verschiedenartigen Gesteinsverhältnisse mit den Hilfsmitteln der Elastizitätslehre zum Zwecke der Dimensionierung einer Verkleidung eines Stollens gegen Innendruck zu erfassen. Man denke hierbei nur an die Schichtung und Klüftung, die jede isotrope Auffassung der Gesteinshülle ausschließt. In den meisten Fällen wird auch von einer Ringzugfestigkeit des Gesteins kaum gesprochen werden können (Einfluß des Sprengens), besonders nicht in der an die Verkleidung unmittelbar anschließenden Gesteinszone. Um in einfacher experimenteller Weise Anhaltspunkte über die Größe der Belastung, die der Verkleidungsring aufzunehmen hat, zu gewinnen, können die Durchmesserausweitungen eines Stollenquerschnittes für zwei verschiedene Baustadien dieser Versuchsstrecken gemessen werden, nämlich:

a) für die Gesteinshülle in dem verfestigten Zustand, wie er nach Ausführung der Zementinjektionen hinter der Betonverkleidung vorliegen wird;

b) für den fertigverkleideten Stollen.

Hieraus ergibt sich folgende angenäherte Verteilung des Wasserdruckes auf den Verkleidungsring und die Gesteinshülle, mit deren Hilfe der erstere dimensioniert werden kann.

Es sei: $D_p$ die gemessene Durchmesserdehnung der Gesteinshülle im Baustadium a, $D_v$ die gemessene Durchmesserdehnung im Baustadium b; $p_i$ der innere Probedruck und $p_a$ die Reaktion der Gesteinshülle auf die Verkleidung.

Dann ist:

$$\frac{D_g}{p_i} \cdot p_a = D_v \text{ woraus } p_a \text{ und } p_{\text{Verkleidung}} = p_i - p_a$$

folgen.

Nebenbei konnten bei allen diesen Versuchen im Druckstollen Amsteg sehr lehrreiche Schlüsse gezogen werden über die Art der Zementinjektionen unter verschieden hohen Drücken, über Dichtung durch Gunite sowie über den Verlauf der Temperatur innerhalb der Verkleidung und im Gebirge, und über die Größe des Quotienten „n" der Elastizitätsmoduli von Eisen und Beton, der sich wiederum aus den Beobachtungen als Wert unter 10 ergab.

Es wurde schon erwähnt, daß die vorstehend beschriebenen Dehnungsmessungen unter hydrostatischem Druck in möglichst langen Versuchsstrecken vorgenommen worden sind, dies mit Rücksicht auf die Ungenauigkeiten, die in der Nähe der Abschlußtore im Uebergang von der nicht gepreßten zur abgepreßten Gesteinszone auftreten. In sehr nachgiebigem Gestein wird dagegen diese Frage eine geringere Rolle spielen, indem der Einfluß des Widerstandes der anstoßenden, nicht abgepreßten Gesteinszone geringer wird. Es wurde daher vergleichsweise in einer der schlechtesten Partien der Versuchsstrecke in der Nähe des Wasserschlosses auch ein Abpreßversuch mit Hilfe hydraulischer Winden vorgenommen. Zwei einander gegenüberliegende Stollenwandflächen von je 1 m² Größe wurden gegenseitig gepreßt. Das Resultat der dabei gemachten Messungen ist in Abb. 42 dargestellt. Beachtenswert ist in dieser Darstellung der gemessenen Formänderungen die große Plastizität und die Verfestigung des zermürbten Materials, die bei der Wiederholung der Abpressung sich eingestellt hat. Der Elastizitätsmodul, bezw. die Bettungsziffer, die aus Abb. 42 ermittelt werden kann, ist wesentlich größer bei Berücksichtigung der einem Druckabstieg oder Druckaufstieg bei wiederholtem Abpressen entsprechenden Kurvenäste, als bei Berücksichtigung der Formänderungslinie (jungfräuliche Kurve) beim erstmaligen Abpressen. Interessanterweise zeigen die Auf- und Abstiegsäste bei mehrmaliger Wiederholung nahezu kongruente Form.

Das Druckstollenproblem bleibt ein recht eigenartiges und namentlich wegen der beträchtlichen Verschiedenheit in der Gebirgsbildung sowohl bezüglich des Innendruckes als eines eventuellen Außendruckes ein schwer zu erfassendes Problem. Man kann sich überhaupt die Frage stellen, ob nicht dort, wo der Innendruck weitaus überwiegt, einer unabhängigen eisernen Druckleitung gegenüber einer Beton- oder Eisenbetonverkleidung der Gesteinshülle der Vorzug zu geben ist, d. h. einem Material mit unbedingt zuverlässiger Zugfestigkeit, wobei selbstredend auf Rostschutz und Isolierung gegen Temperaturänderungen größter Wert zu legen wäre.

## IV. Schlußbemerkungen.

Je mehr die theoretisch wissenschaftliche Erkenntnis verwertet wird, um so mehr ist es auch erforderlich, stets Hand in Hand mit der Verfeinerung der baustatischen Methoden die Grundlagen, die dieselben der Materialprüfung, der Festigkeits- und Elastizitätslehre entnehmen müssen, möglichst scharf zu erfassen und zu berücksichtigen. In dieser Beziehung sind die ausgedehnten Deformationsmessungen an fertigen Bauwerken, die von allen Fachkollegen in der Schweiz mit großer Zähigkeit während des letzten Jahrzehnts durchgeführt worden sind, besonders wertvoll. Das Endziel solcher Messungen ist ja der Vergleich derselben mit den Ergebnissen der baustatischen Untersuchungen zur Verbesserung der letzteren; ein solcher Vergleich erlaubt es, theoretische Untersuchungen, deren Grundlagen nicht richtig eingeschätzt worden sind, als Fehlschläge zu erkennen und richtig zu stellen. Ich hoffe sehr, daß die mathematische Elastizitätslehre immer mehr an Stelle der Näherungsverfahren der Baustatik treten werde — soweit dies natürlich mit den Anforderungen in Hinsicht auf die aufzuwendende Zeit praktisch vereinbar ist —; anderseits muß man sich davor hüten, besonders infolge ungenauer Berücksichtigung der Materialeigenschaften, z. B. Verwendung ungenauer Materialkonstanten, bei der Verfeinerung theoretischer Erwägungen letzten Endes doch kein genaueres Endresultat zu erzielen, als mit einfacheren baustatischen Verfahren möglich gewesen wäre. In dieser Beziehung sei nur darauf hingewiesen, wie ganz verschiedenartig und einseitig die Begriffe Elastizitäts- und Bruchgrenze, in der Materialprüfung der Technik beurteilt werden, indem der einachsige, statt des zwei- oder dreiachsigen Spannungszustandes den Bestimmungen dieser Werte zugrunde gelegt wird. Ich habe den bestimmten Eindruck, daß es zurzeit nötiger ist, die Grundlagen der Festigkeits- und

Elastizitätslehre zu verfeinern, als neue Verfahren zur primären Berechnung des inneren Kräftespieles aufzustellen, es handelt sich ja hierbei mehr darum, eine eventuell elementare oder weniger zeitraubende Methode aufzustellen, als darum, durch richtige Erfassung der Grundlagen der Aufgabe Resultate zu erzielen, die der experimentellen Nachprüfung standhalten. Im gleichen Sinne erwähnte ich bereits, daß es besonders bei der vielfachen statischen Unbestimmtheit neuerer Bauwerke unerläßlich ist, das elastische Tragwerk nicht in einer gedachten Einspannstelle, z. B. am Kämpfer eines Gewölbes, oder am Fuß einer Stütze zu begrenzen, sondern das elastische Tragwerk bis in die Fundamente und in den Untergrund hinein zu verfolgen. In dieser Beziehung eröffnet sich auch noch ein fruchtbares Forschungsfeld auf dem Gebiete der Bestimmung elastischer Formänderungen des Baugrundes und der Gesteinsmaterialien überhaupt, für welche ja die plastischen und rein elastischen Verhältnisse, besonders die Abhängigkeiten der Formänderungen von der Größe der Beanspruchung, ihrer Wiederholung und dem zeitlichen Verlauf im Grunde genommen noch wenig bekannt sind.

Auch im normalen Hochbau dürfte den Formänderungen des Baugrundes mehr Bedeutung beigemessen werden, z. B. bei Unterfangungsarbeiten von Gebäudeteilen, die zu schwach fundiert waren. In solchen Fällen habe ich — in ähnlicher Weise, wie vielfach bei Brückenmontagen vorgegangen wird — die neue Fundation durch künstliches Abpressen mit Hilfe von Manometerwinden in der rechnerisch beabsichtigten Weise zu belasten versucht. Bei diesem Vorgehen läßt sich besonders auch die Durchbiegung der eisernen Unterfangungsträger unter ihrer endgültigen Belastung ausschalten. Ohne künstliche Unterdrucksetzung können weitere Rißbildungen in einem ungenügend fundierten Gebäude bis die Fundamentverstärkung infolge weiterer Setzungen allmählich gepreßt wird, nicht vermieden werden. (Vgl. „Hoch- und Tiefbau" Nr. 12, 1925.)

In Verbindung mit diesen Fragen steht auch die weitere Abklärung der Erddruckprobleme, deren Ausbau mehr als derjenige anderer baustatischer Aufgaben im Rückstand geblieben ist. Auch hier werden wohl in erster Linie umfangreiche weitere Versuche den Weg der theoretischen Bestimmung der Größe der Verteilungsart und anderer Fragen des Erddruckes ebnen. Vor zwei Jahren wurde in der Eidg. Techn. Hochschule mit bescheidenen Mitteln ein Erddrucklaboratorium geschaffen, welches zurzeit aber noch mit der Abklärung grundlegender Fragen beschäftigt ist. Besonders schwierig erweist sich hierbei die Vermeidung passiver Erddruckwirkungen bei den Versuchen zur Ermittlung des aktiven Erddrucks.

Im gleichen Sinne der Revision der Grundlagen sollte ferner die auf Grund der mathematischen Elastizitätslehre zu verurteilende, getrennte Berücksichtigung der Normal- und Schubspannungen wenigstens soweit ersetzt werden, als neuere Forschungen auf dem Gebiet der Materialprüfung dies als notwendig erweisen. Auch in dieser Hinsicht, d. h. bezüglich der kombinierten Wirkung von Normal- und Schubspannungen sind die Begriffe Elastizitäts- und Bruchgrenze zu erweitern.

Bezüglich der Berücksichtigung der thermischen Einflüsse sind in den letzten Jahren wertvolle Versuche zur Bestimmung der Größe und Art der Fortpflanzung einer Temperaturänderung vorgenommen worden. Dagegen dürfte auch hier zu wenig auf die räumlichen Zusammenhänge geachtet worden sein. Beispielsweise werden die Temperaturspannungen, namentlich in Viaduktgewölben, ohne Rücksicht auf die statische Mitwirkung der Zwickelhintermauerung und der Längswände bestimmt. Man vermeidet diesen Nachweis, weil er erfahrungsgemäß zu hohe Beanspruchungen ergeben würde. Eine einwandfreie Abklärung derartiger Fragen ist selbstredend unerläßlich, denn entweder ist die Temperaturänderung, die eingeführt wird, zu hoch angesetzt, bezw. ist ihr Tiefenverlauf günstiger als angenommen wird, oder es ist mit der Gefahr von Rißbildungen zu rechnen, wobei dann die nötigen Konsequenzen bezüglich deren Nachteile auf den dauernden Bestand des Materials zu verfolgen sind.

Ich möchte auch noch im Gegensatz zur Verfeinerung der primären Berechnungsverfahren ein Wort zugunsten der Statik der Konstruktionseinzelheiten einlegen, einmal weil bei der Anpassung des Materials an die Kräfte, die die primären Untersuchungen ergeben, viel mehr gesündigt werden kann und viel höhere Nebenspannungen auftreten, als dies infolge angenäherter Auffassung des primären Systems möglich ist, dann aber auch, weil nichts das statische Empfinden des jungen Ingenieurs so schult wie die Anwendung der Elastizitäts- und Festigkeitslehre auf die Konstruktionseinzelheiten. Ich denke dabei z. B. an Anschlüsse im allgemeinen, an Knotenpunkte, sei es im Eisen- oder Eisenbetonbau. Die Herabsetzung des effektiven Sicherheitsgrades unserer Bauwerke ist in erster Linie durch mangelhafte Ausbildung der Details bedingt.

In konstruktiver Hinsicht sollten bei allen Baustoffen die Spannungskonzentrationen, die bei plötzlicher Querschnittsänderung eintreten, genauer verfolgt werden. Die Gesetze des geraden prismatischen Stabes werden zu oft auf unregelmäßige Querschnitts- und beliebige Stabformen übertragen. Uebrigens hat die Statik der konstruktiven Einzelheiten sehr viele Fragen zu behandeln, die mit den revisionsbedürftigen Grundlagen der Baustatik zusammenhängen. Beispielsweise ist es ein vielverbreiteter Brauch, die Knotenbleche eines eisernen Fachwerkträgers als starre Bestandteile einzuführen, während die durchgeführten Formänderungsmessungen übereinstimmend recht nennenswerte elastische Formänderungen der Knotenbleche anzeigen. Diese Frage ist von grundlegender Bedeutung für die konstruktive Knotenpunktausbildung und die rechnerische Ermittlung der Nebenspannungen.

In statischer und konstruktiver Hinsicht sind ferner Lehrgerüste massiver Bauwerke im Vergleich zu ihrer wesentlichen Bedeutung für die Güte des fertigen Tragwerkes vielfach in untergeordneter Weise projektiert und ausgeführt worden. Die Lehrgerüste geben dem massiven Tragwerk seine definitive, durch die statische Untersuchung verlangte Form, und haben insofern mehr als provisorischen Charakter; dies im Gegensatz zu einer Eisenkonstruktion, die auch bei Formfehlern des Montagegerüstes ohne Zwängung nicht anders montiert werden kann, als sie in der Werkstatt konstruiert wurde. Es sollten daher auch die Lehrgerüste für massive Bauwerke vom Projektverfasser der letzteren unter den gleichen Gesichtspunkten, die für das definitive Bauwerk gelten, aufgestellt werden. Besonderer Wert ist auch auf die räumliche Steifigkeit der Lehrgerüste zu legen.

Die Schweiz besitzt zurzeit nur amtliche Vorschriften über Eisen- und Eisenbetonkonstruktionen, aber keine Vorschriften für Holzbauten. Der Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein wird demnächst Normen herausgeben, mit denen beabsichtigt wird, die statische und konstruktive Ausbildung hölzerner Tragwerke auf eine höhere Warte zu stellen.

Wenn ich soeben erwähnte, daß die Entwicklung der Verfahren zur Berechnung des primären Kräftespieles zurzeit zurückzustellen seien, so möchte ich immerhin eine Ausnahme zugunsten der räumlichen Auffassung der baustatischen Gebilde machen. Sowohl im Eisenbau als im Eisenbetonbau hat die Zurückführung der Berechnung einzelner Tragwerkteile auf die Behandlung nur ebener Probleme überhand genommen. Es ist beispielsweise auffallend, daß die Füllungsglieder der Längsverbände einer eisernen Brücke in der Regel nur für Winddruck untersucht werden, ohne irgendwelche Verfolgung des Einflusses der lotrechten ständigen und Verkehrsbelastung, während es üblich ist, die relativ viel kleineren Zusatzkräfte aus Winddruck für die Glieder der Hauptträger zu bestimmen. Bei Eisenbetonkonstruktionen sollten ebenfalls die räumlichen Zusammenhänge, die Frage der Torsionsbeanspruchungen, ferner die schon erwähnte statische Zusammenwirkung von Längswänden und Gewölbezwickeln mit dem Hauptgewölbe näher geprüft werden. Bei der angestrebten räumlichen Verfolgung des Kräftespieles unserer Bauwerke handelt es sich in der Hauptsache darum, bekannte Verfahren weiter auszubauen und anzuwenden.

*

Die heutige Zeit wirtschaftlicher Depression stellt hohe und schwierige Aufgaben an den Ingenieur. Die wirtschaftlichen Notwendigkeiten bedingen weitgehende Ersparnisse im Bauwesen, die nur bei gründlicher Kenntnis aller einschlägigen Faktoren ohne Gefahr für den Bestand des Bauwerkes beurteilt werden können. Leider besteht beim Bauherrn nicht immer das nötige Verständnis für die Vorbereitungen und Vorversuche, die zur Durchführung neuer Gedanken erforderlich sind. In dieser Beziehung kann auch die Hochschule nicht genügend das Verantwortungsgefühl der angehenden Kollegen stärken. In wenigen Berufen dürfte ein gelegentliches Fehlen dieses Verantwortungsgefühles zu gleich schweren Katastrophen Anlaß geben. Es sollte deshalb beim jungen Ingenieur das Bewußtsein seiner Verantwortung, das ja wesentlich in Verbindung steht mit den schöpferischen Wegleitungen seines Faches, die beste Stärkung und Anregung des Interesses während seiner Studien und während der ersten Jahre seiner praktischen Betätigung sein. Er wird auch hierin die nötige Widerstandskraft gegenüber Bauherren, die allein das wirtschaftliche Moment ins Auge fassen, schöpfen. Ich verkenne keineswegs die Sorgen aller Art, die eine schwere Nachkriegszeit belasten, indessen ist es dann mehr als je nötig, gegen die Verflachung des Interesses an gründlicher wissenschaftlicher Arbeit, als Folge einer großen wirtschaftlichen Umwälzung, anzukämpfen.

# I. Neubauten:

## A. Eiserne Brücken und Hochbauten.

### 1. Achereggbrücke über die See-Enge des Vierwaldstättersees bei Stansstad. Abb. 1—5.

Abb. 1. Gesamtansicht der neuen Drehbrücke (links) und des neuen festen Brückenteiles (rechts).

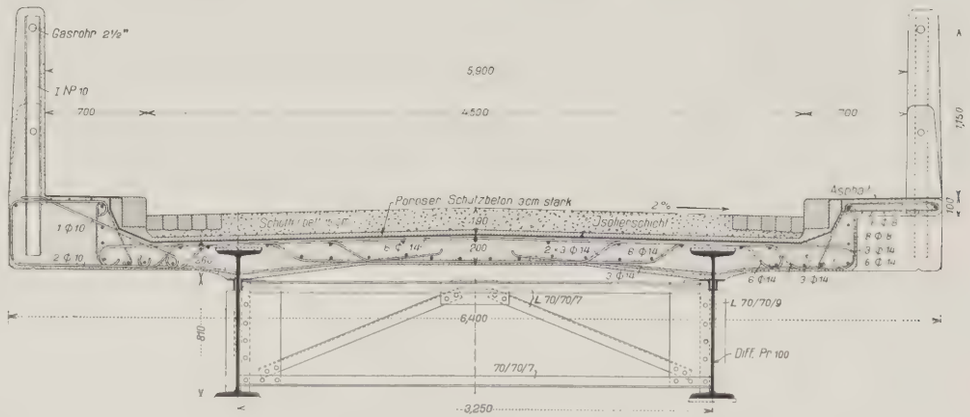



Abb. 2. Querschnitt der neuen festen Brücke.

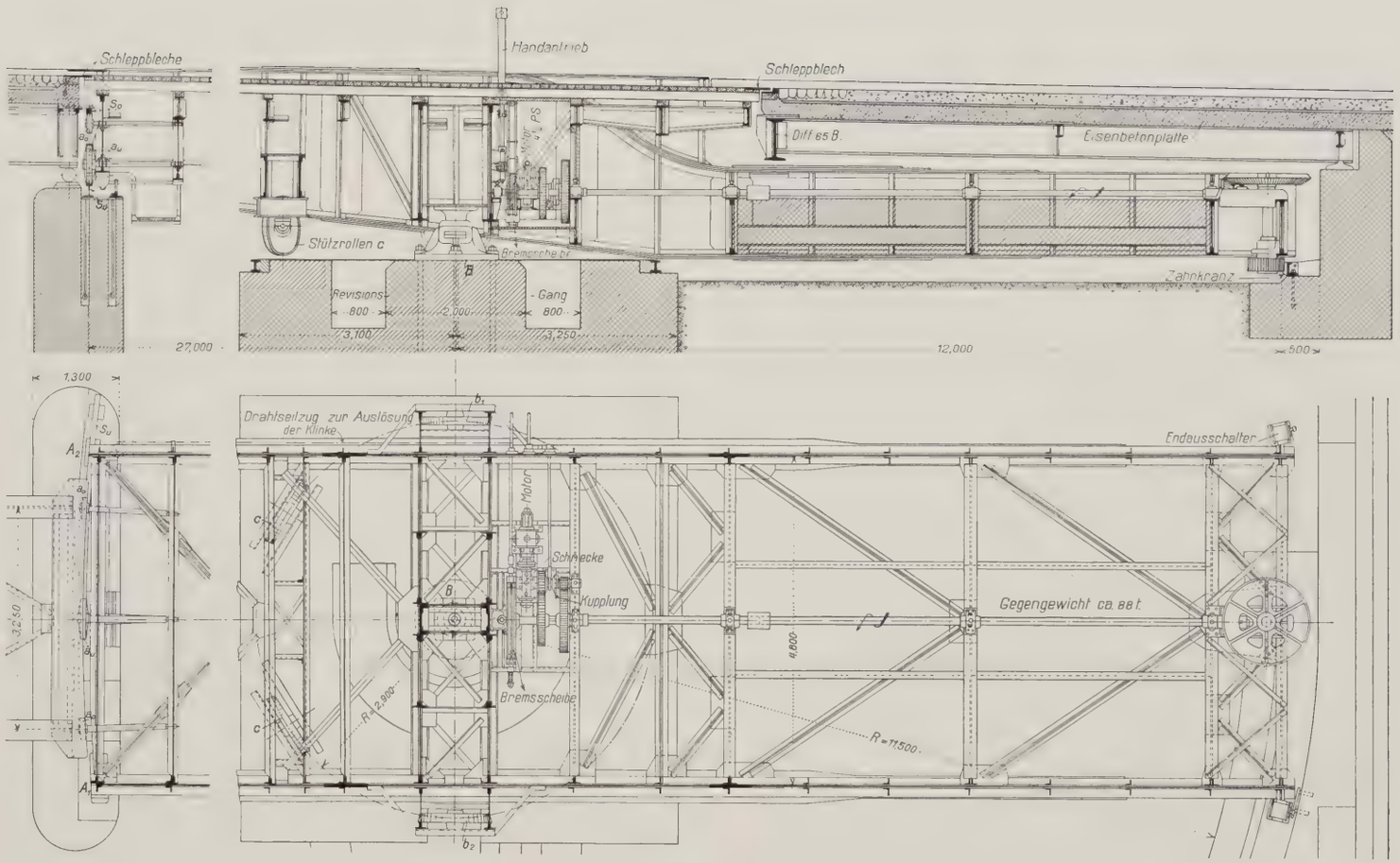



Abb. 3. Neue Drehbrücke, Längsschnitt und Draufsicht.

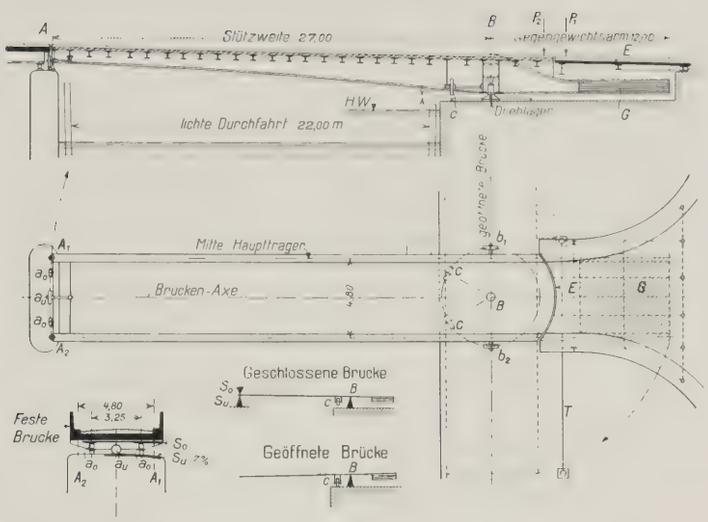



Abb. 4 Neue Drehbrücke: Prinzipskizze.

Abb. 5. Drehbrücke geöffnet.

## 2. Straßenbrücke über die Thur bei Gütikhausen. Abb. 6–8.

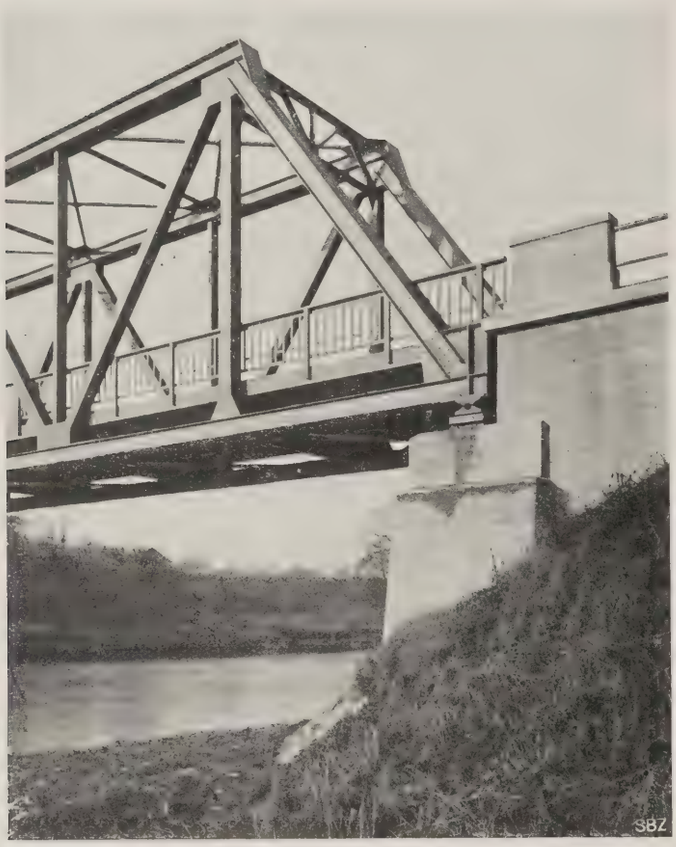



Abb. 7. Rechtsseitiges Brückenende.

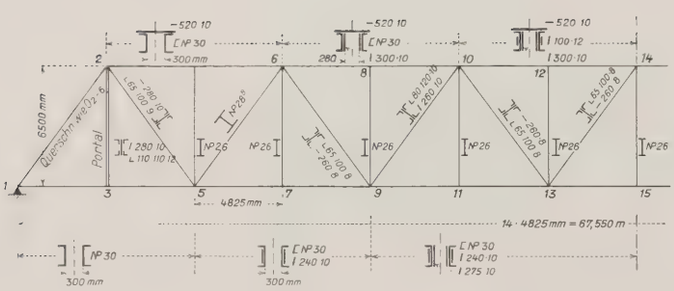



Abb. 6. Geometrische Netz- und Stabquerschnitte der neuen Brücke.

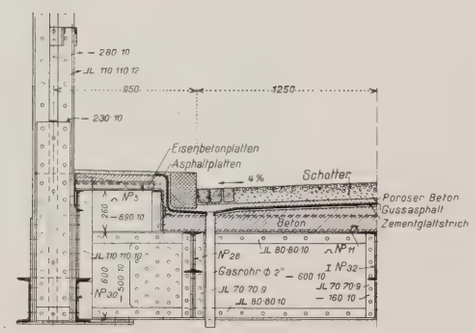
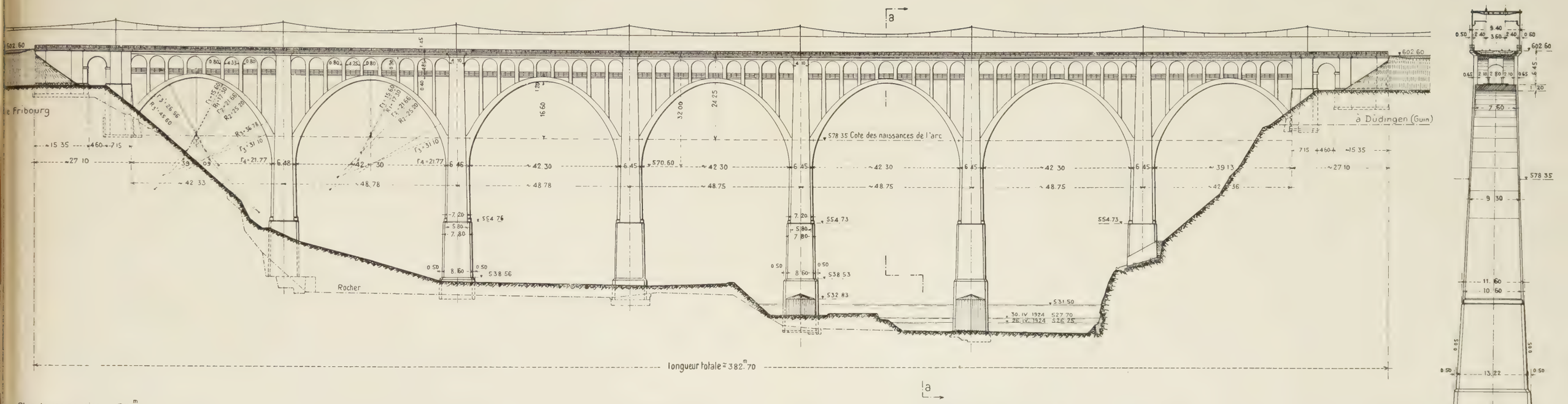



Abb. 8. Brückenquerschnitt 1 : 50.

Alle Ski
der Spi

Fig. 4

Viaduc de Grandfey près Fribourg




Coupe a-a

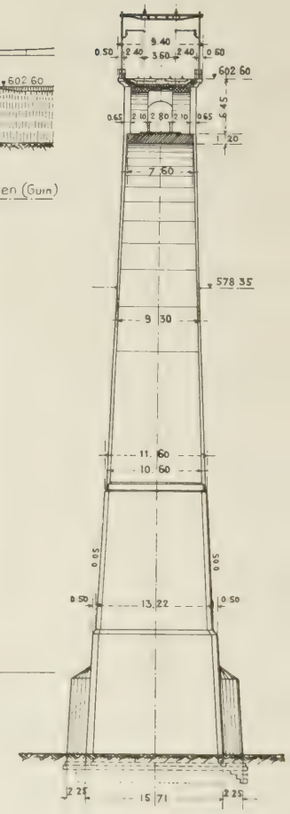



Abb. 87. Viadukt mit vollen Bogen.

## 5. Projekt eines senkrechten Schiffshebewerkes.

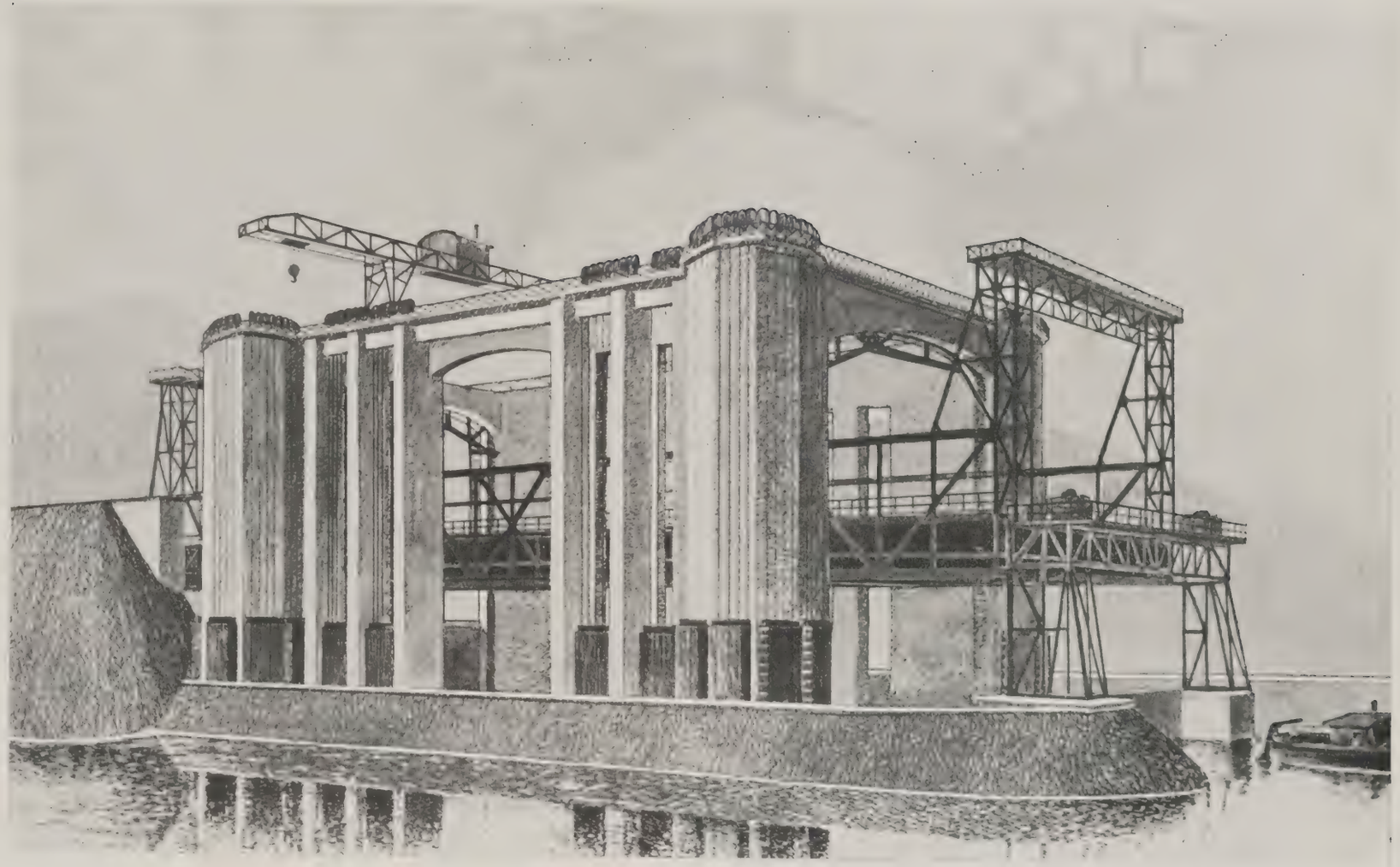


Abb. 10. Ansicht des Schiffshebewerkes.

## B. Brücken aus Beton und Eisenbeton.

### 1. Straßenbrücke über den Rhein in Eglisau. Abb. 11–13.

Abb. 11. Ansicht der Brücke flußaufwärts.

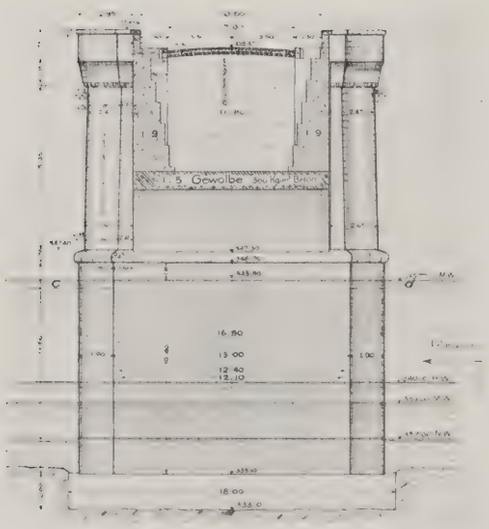



Abb. 12. Querschnitt der Brücke.

Abb. 13. Ansicht der zwei Brücken; im Vordergrund: neue Straßenbrücke, im Hintergrund: Eisenbahnbrücke der Linie Zürich-Schaffhausen.

**2. Straßenbrücken über die Aare in Hinterkappelen und Wohlei.** Abb. 14–20.

Abb. 14. Ansicht der Hinterkappelenbrücke flußaufwärts.

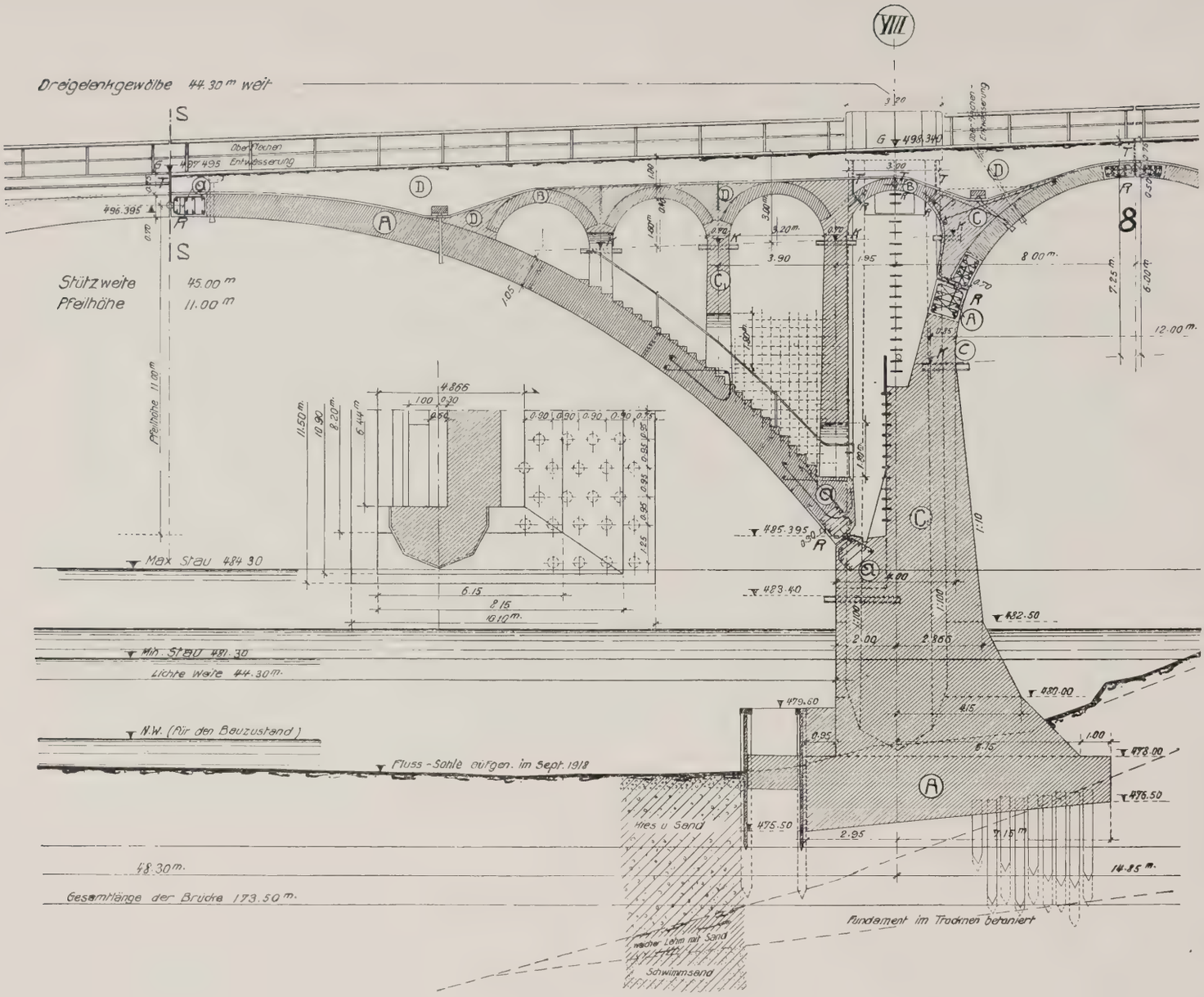



Abb. 15. Teil des Längsschnittes der Hinterkappelenbrücke.

Abb. 18. Ansicht der Wohleibrücke flußaufwärts.

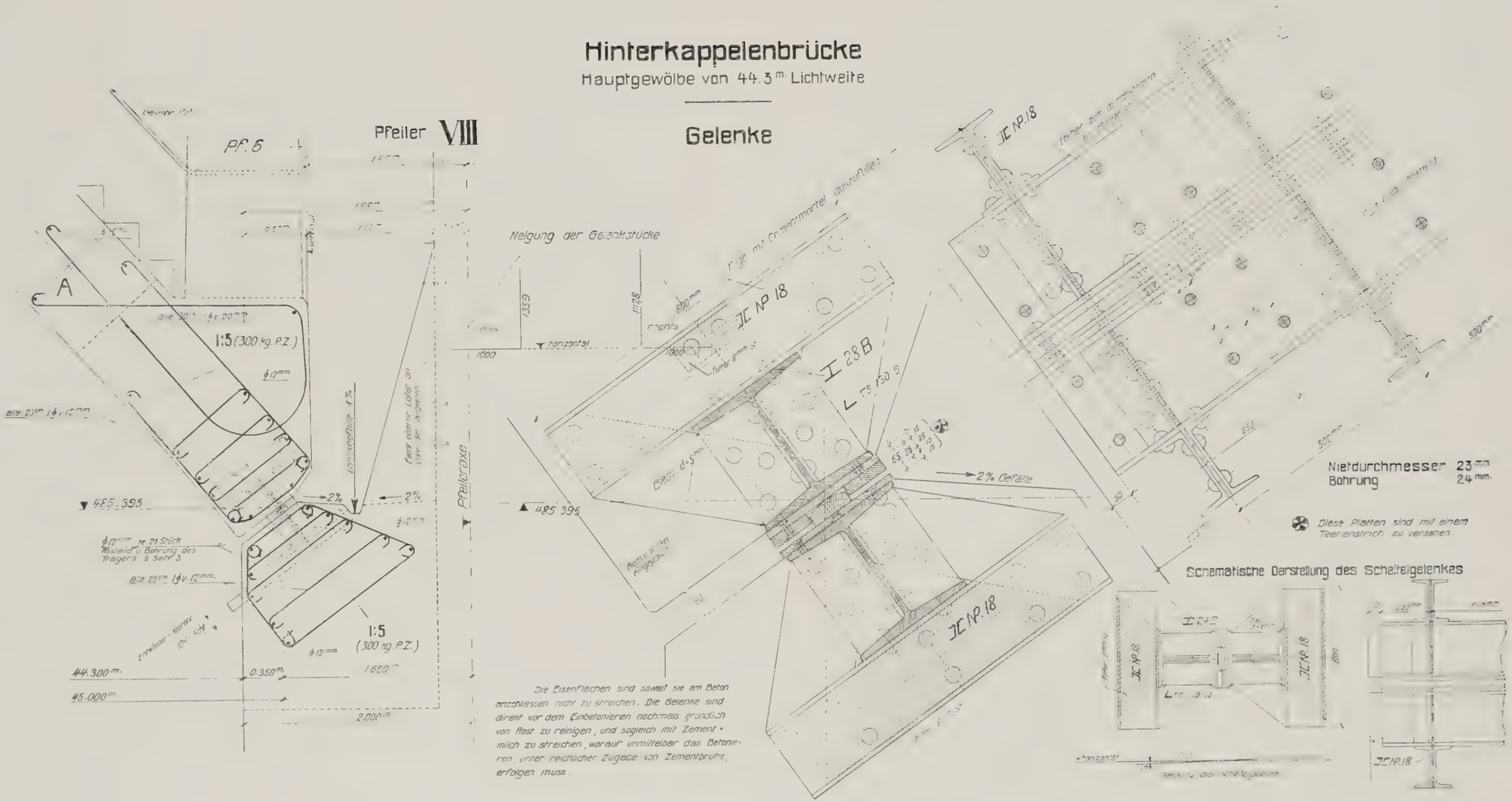



Abb. 16. Kämpfergelenk des Hauptüberbaues der Hinterkappelenbrücke.

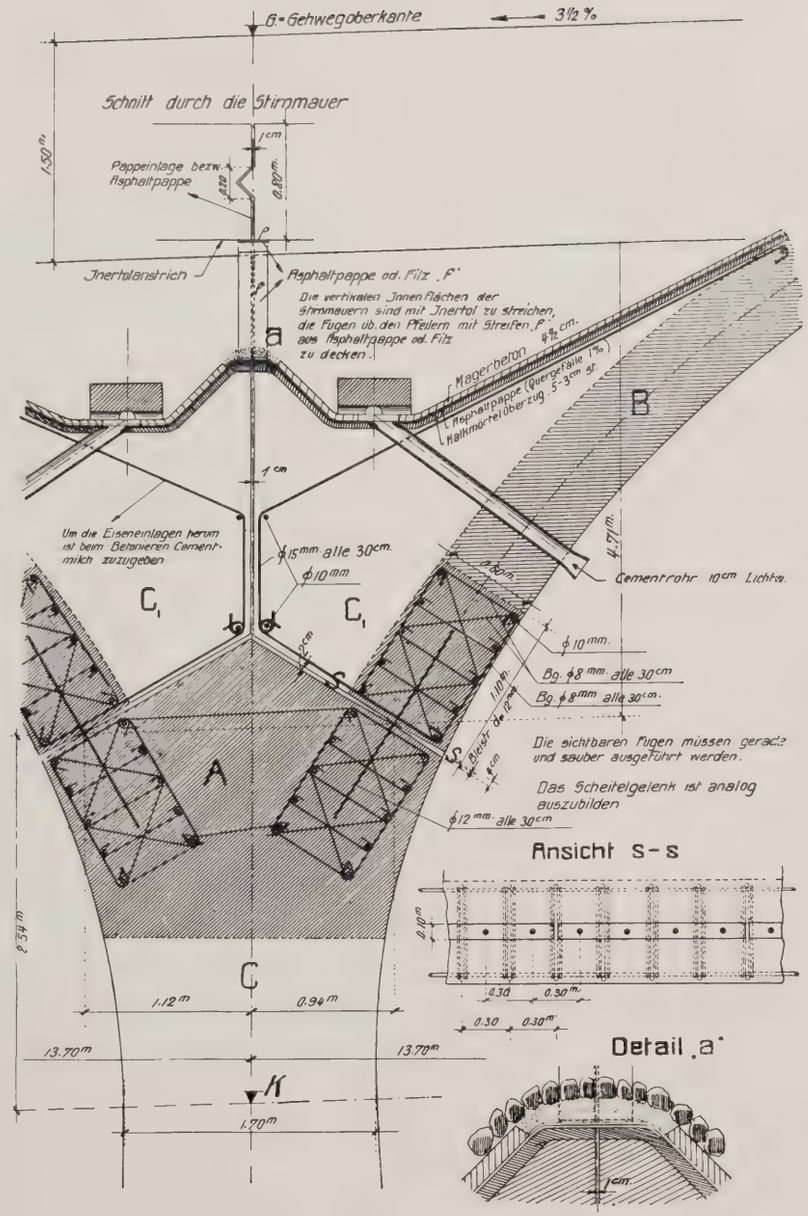



Abb. 17. Kämpfergelenk der als Dreigelenkbogen ausgebildeten Viaduktgewölbe der Hinterkappelenbrücke.

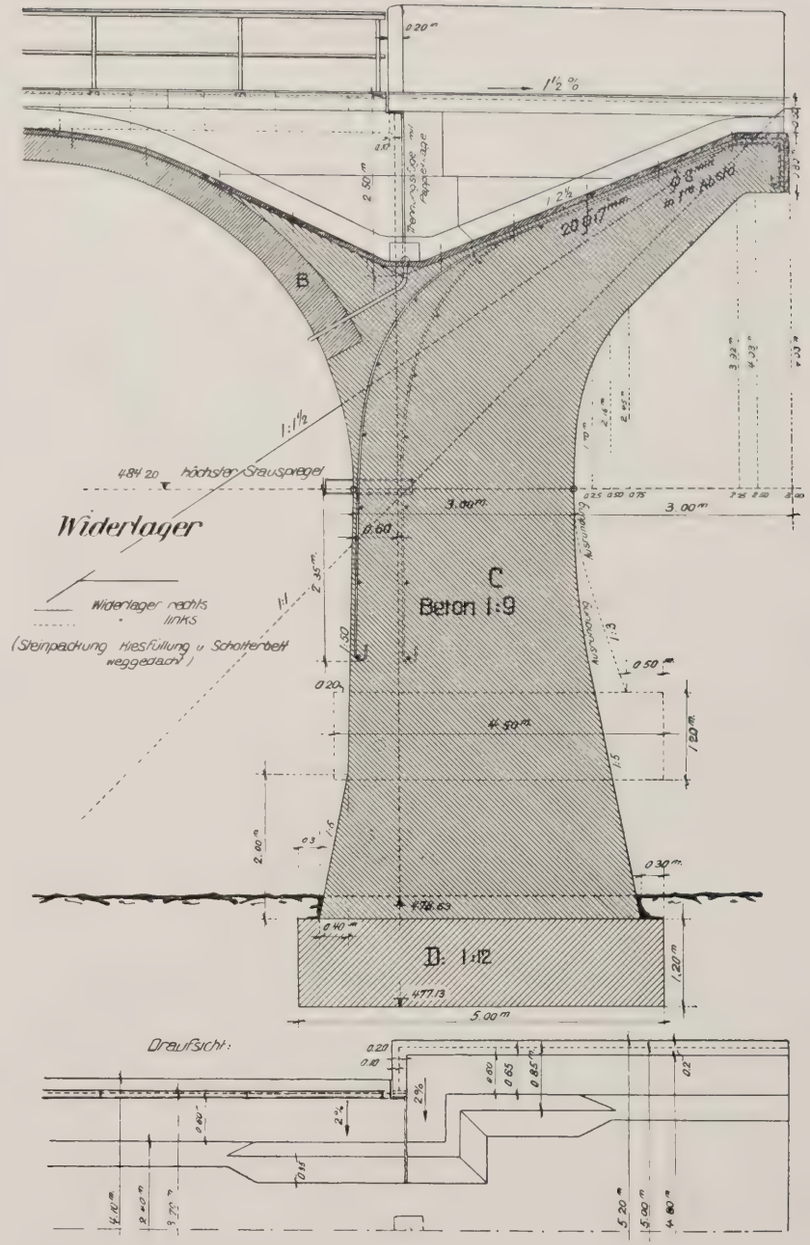



Abb. 20. Endwiderlager der Wohleibrücke.

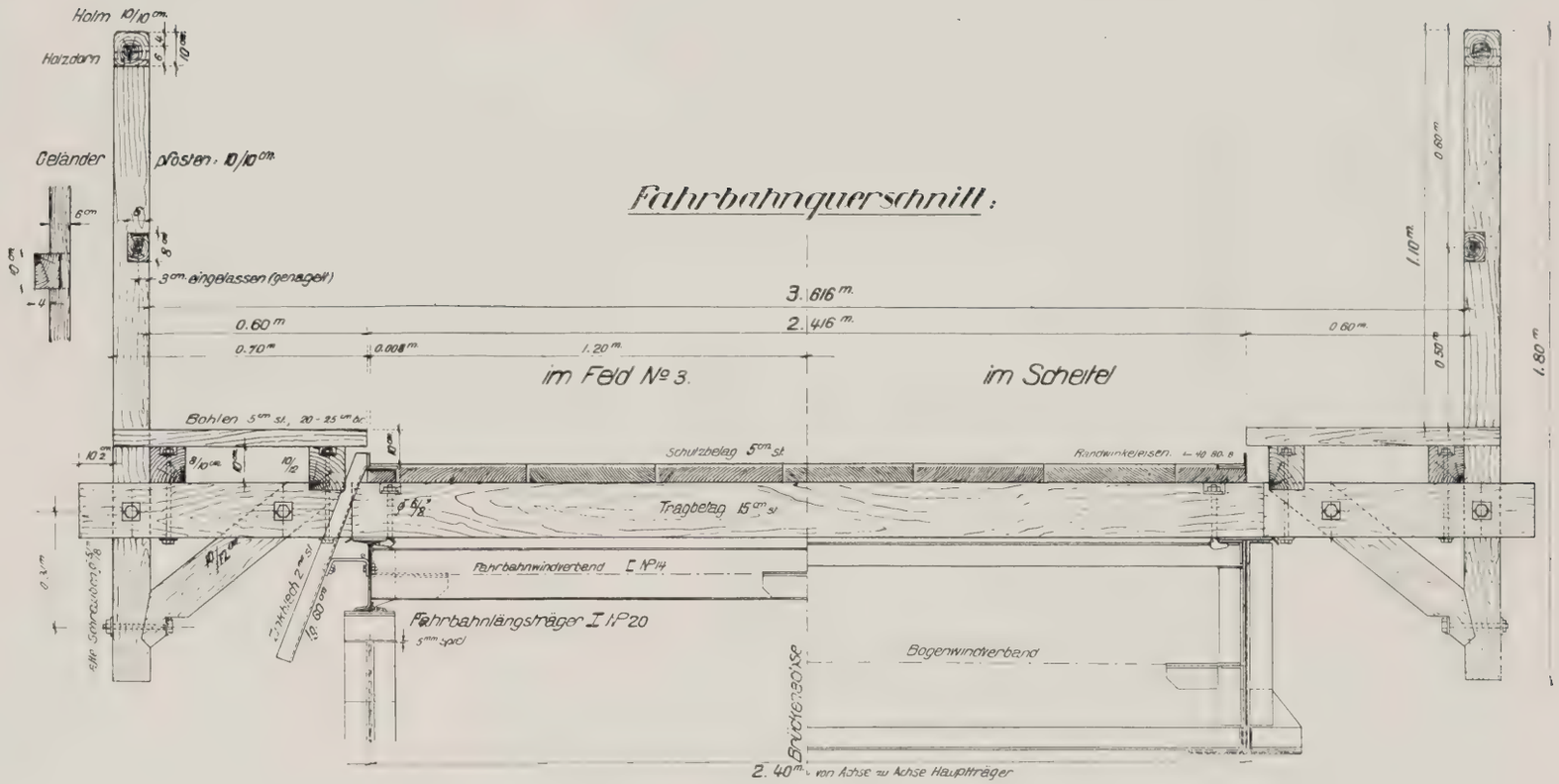



Abb. 19. Fahrbahnquerschnitt des eisernen Ueberbaues der Wohleibrücke.

3. Pont de Pérolles: Straßenbrücke über die Saane in Freiburg. Abb. 21–23.

Abb. 21. Ansicht der Brücke.

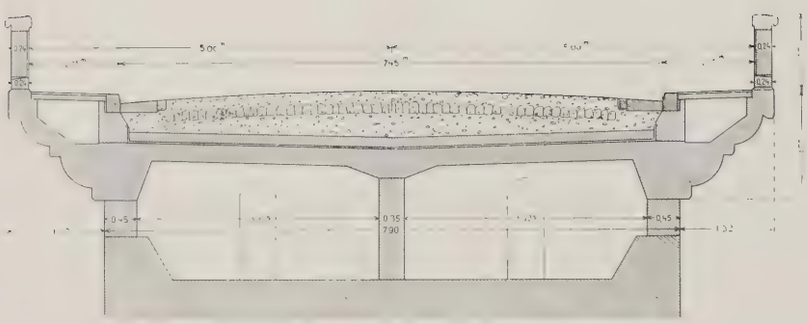


Abb. 22. Querschnitt.

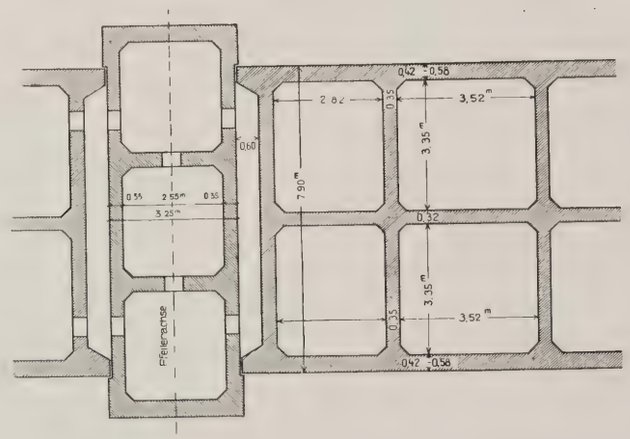



Abb. 23. Horizontalschnitt.

## 4. Pont de Zähringen: Straßenbrücke über die Saane in Freiburg. Abb. 24–28.

Abb. 24. Ansicht der alten Hängebrücke aus SO.

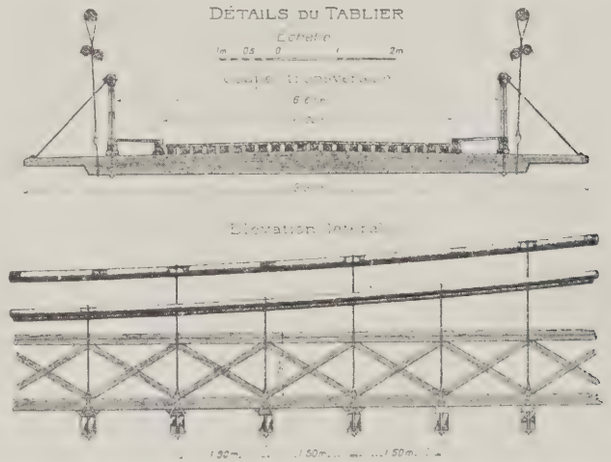
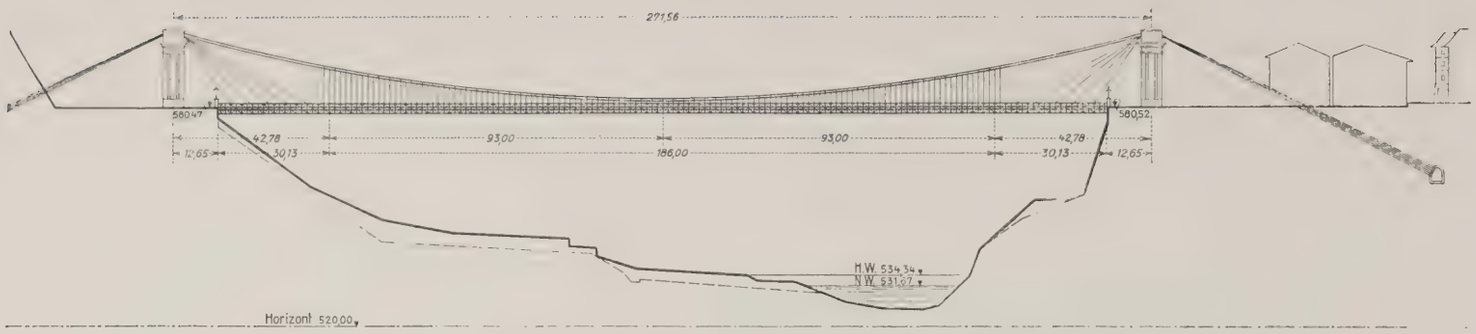
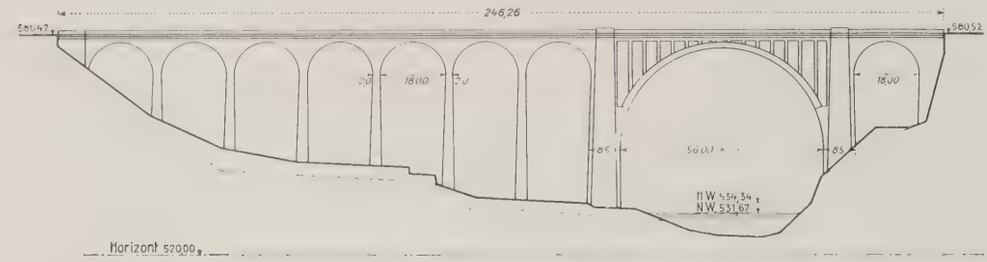
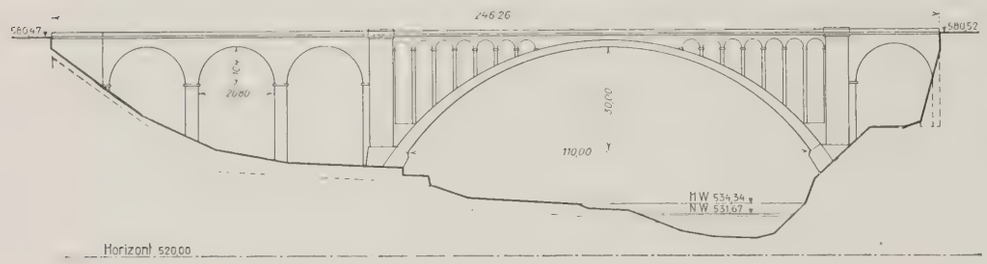



Abb. 25. Querschnitt und Längsschnitt der Hängebrücke.

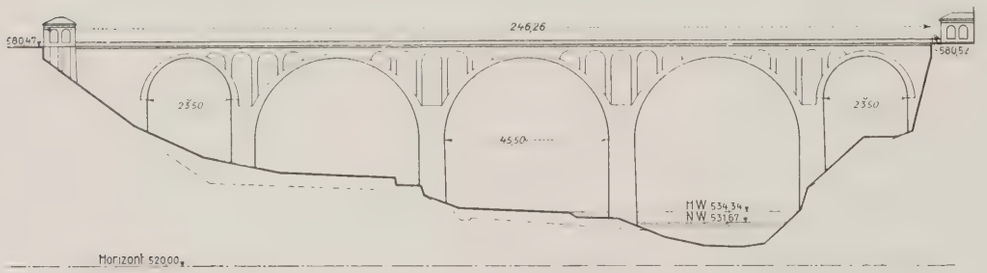


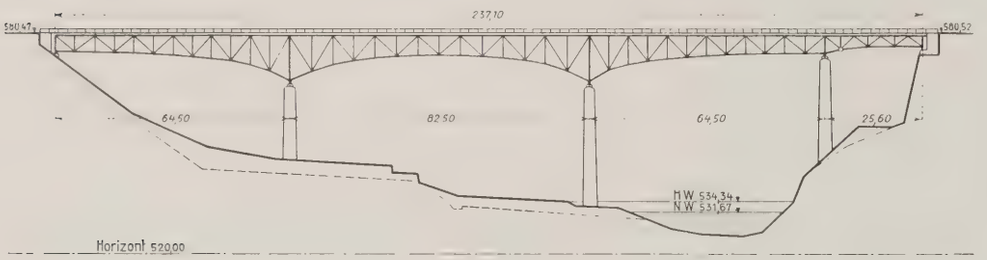

Offizielle Projekte Arnodin Châteauneuf-sur Loire und Jaeger & Lusser, Freiburg.



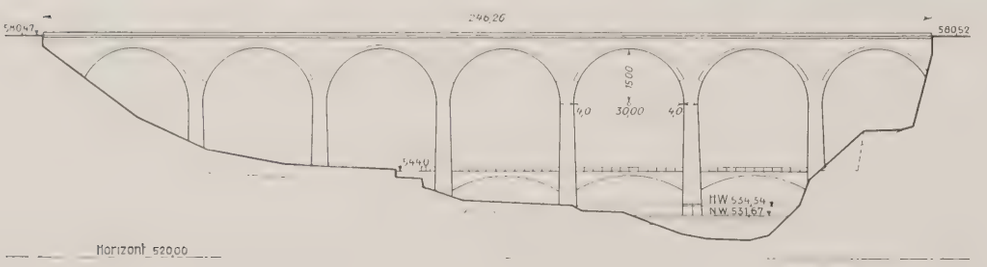

Maillart & Cie., Genf.




Professor Paris, Lausanne.




A.-G. Zschokke, Döttingen.




Expertenprojekt.

Abb. 26. Typische Vorschläge für die neue Brücke anläßlich des Wettbewerbes.

Abb. 27. Perspektive des Vorschlages der Expertenkommission.

Abb. 28. Pfeilerdetail der neuen Brücke.

# II. Verstärkungen:

## A. Eiserne Brücken.

### 1. Kirchenfeldbrücke über die Aare in Bern. Abb. 29—34.

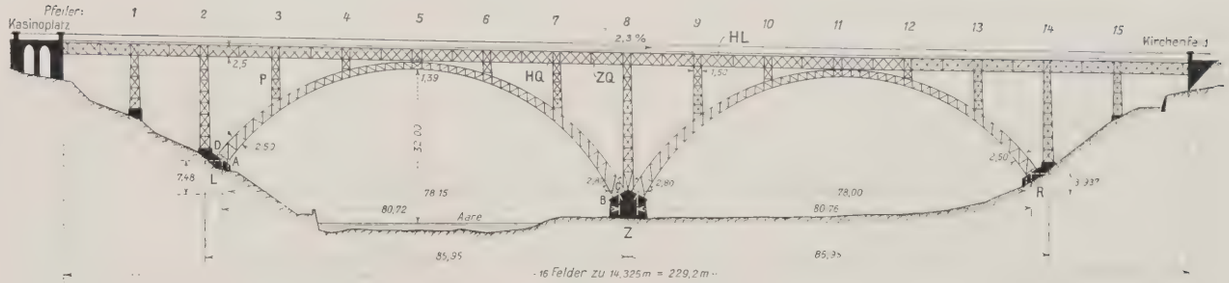



Abb. 29. Ansicht der Brücke vor der Verstärkung.

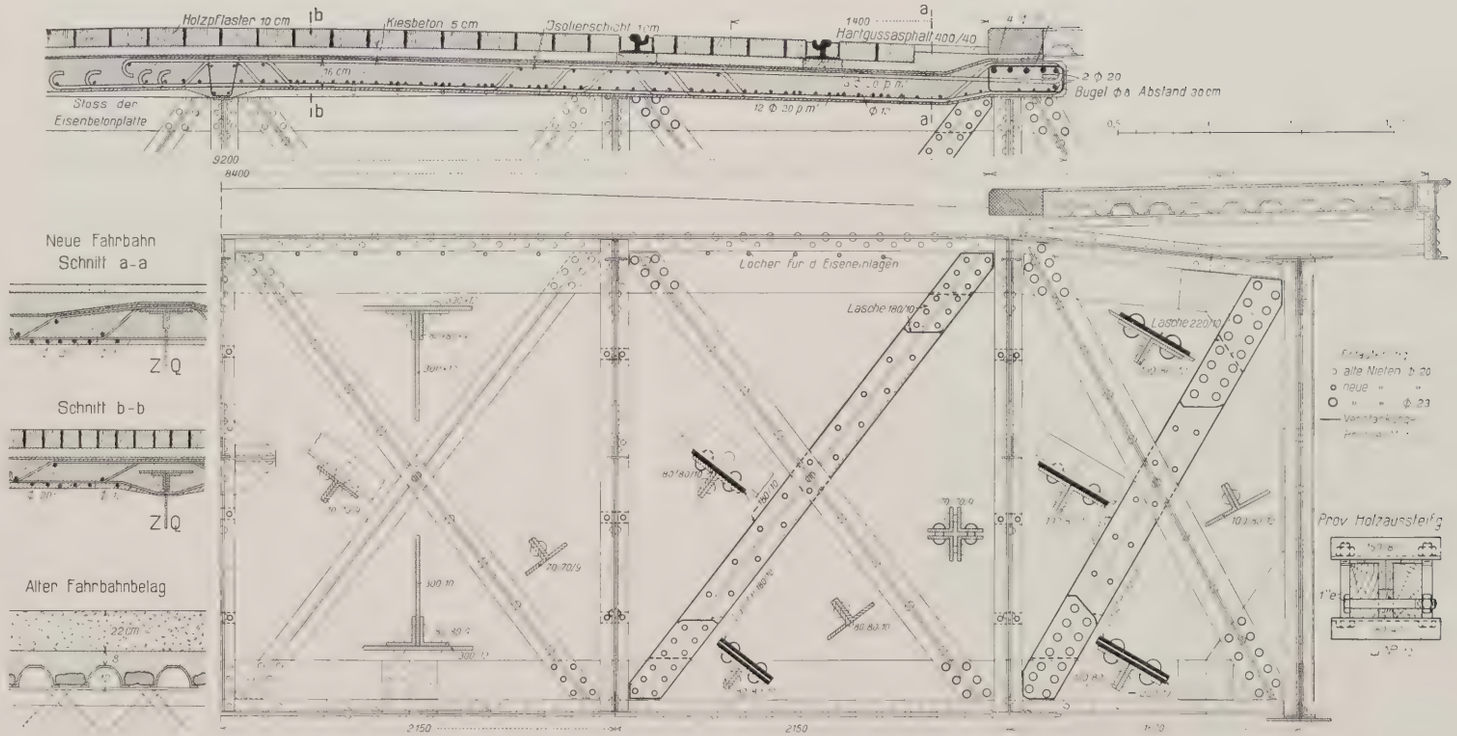



Abb. 30. Alte und neue Fahrbahntafel, Verstärkung eines Zwischenquerträgers.

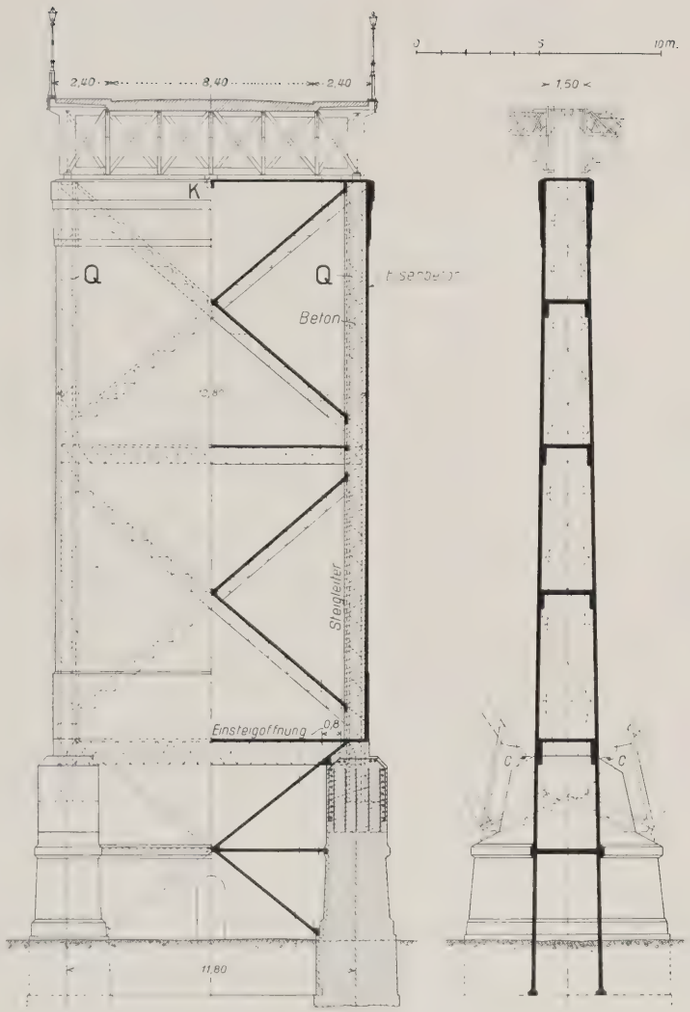



Abb. 31. Aussteifung eines Hauptpfeilers durch Ummantelung mit Eisenbeton.

Abb. 34. Mittelpfeiler mit Eisenbeton-Umkleidung.

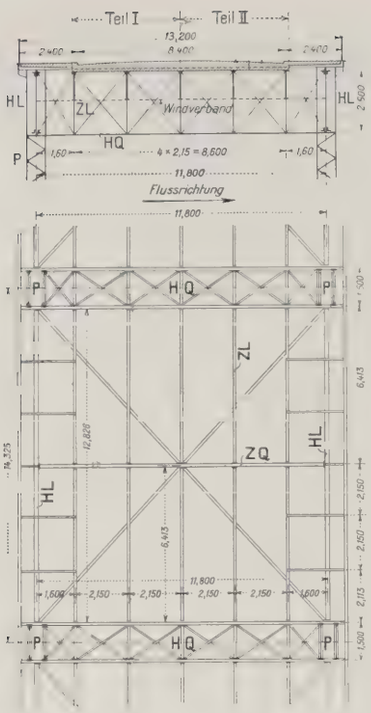



Abb. 32. Querschnitt und Grundriß eines Fahrbahnfeldes.

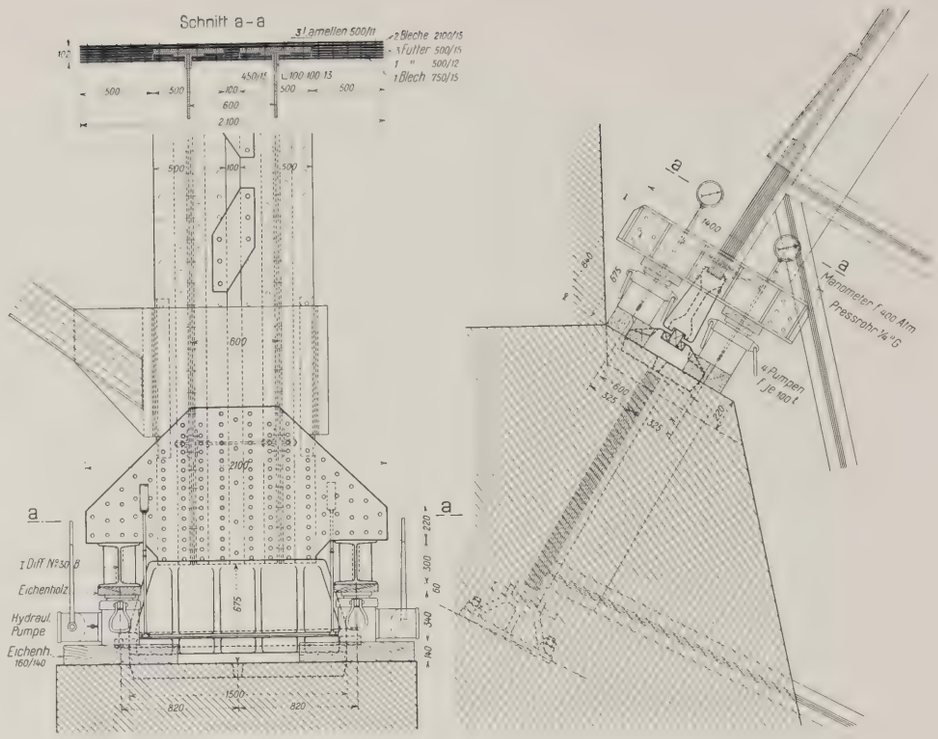



Abb. 33. Vorrichtung zum Einstellen der verbesserten Drucklinie und Einbau des neuen Lagers C.

## 2. Straßenbrücke über die Reuß bei Obfelden.

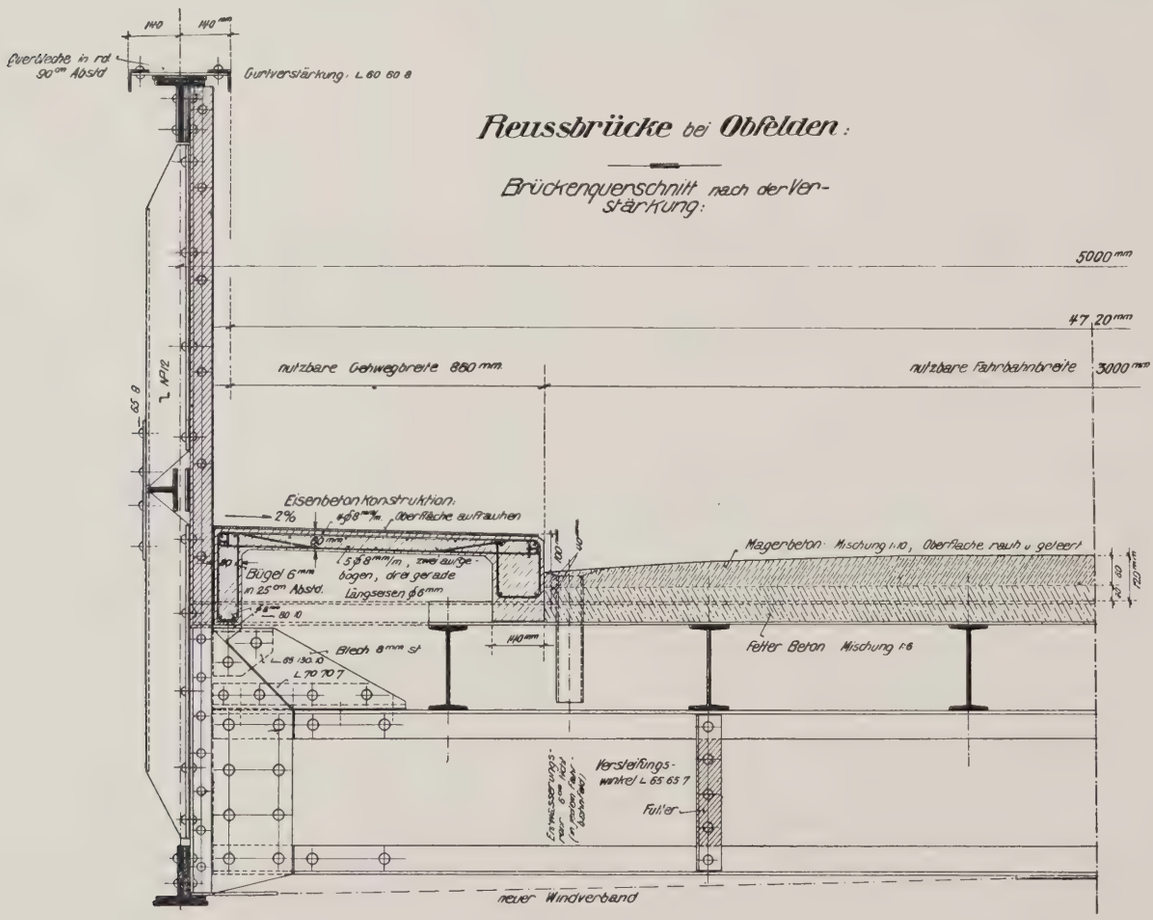



Abb. 35. Querschnitt der verstärkten Brücke.

## B. Massive Brücken.

Limmatbrücke bei Höngg.

Abb. 36. Gurtverstärkung durch seitliche Winkeleisen.

Viaduc de la Glâne: Straßenbrücke bei Freiburg.

Abb. 38. Rüstung zur Vornahme der Injektionen.

### 3. Mittelüberbau der Straßenbrücke über die Thur bei Altikon:

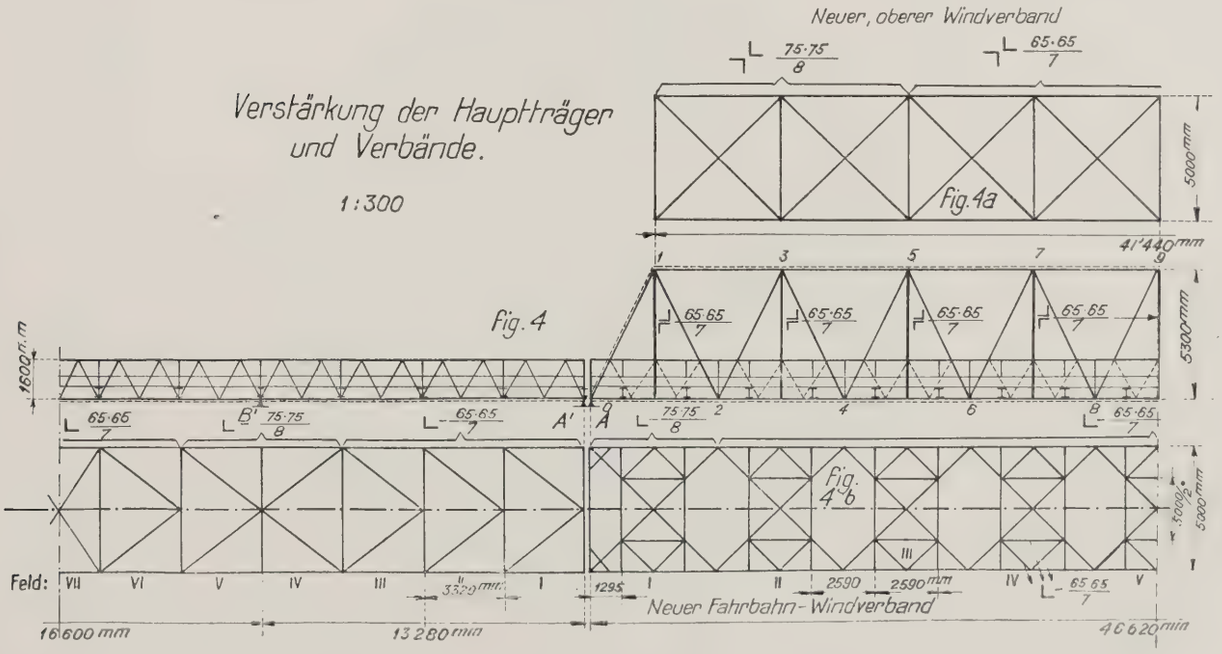



Abb. 37. Geometrisches Trägernetz.

# III. Anderweitige baustatische Untersuchungen.

## B. Experimentelle Untersuchung der Nachgiebigkeit der Gesteinshülle in Druckstollen. Abb. 39—42.

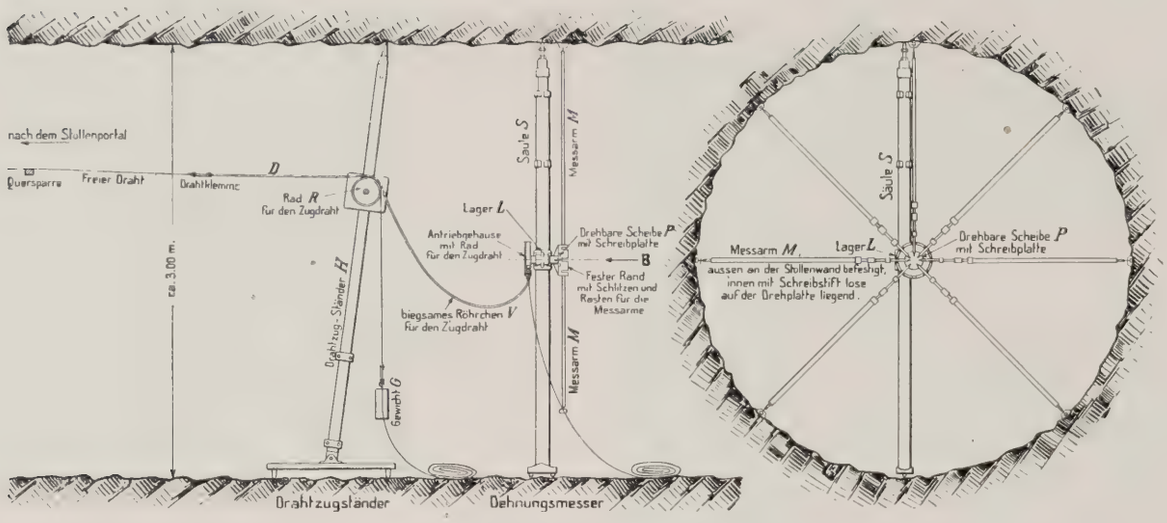



Abb. 39. Sternförmiger Dehnungsmesser.

Abb. 40. Meßplatte mit Aufzeichnungen.

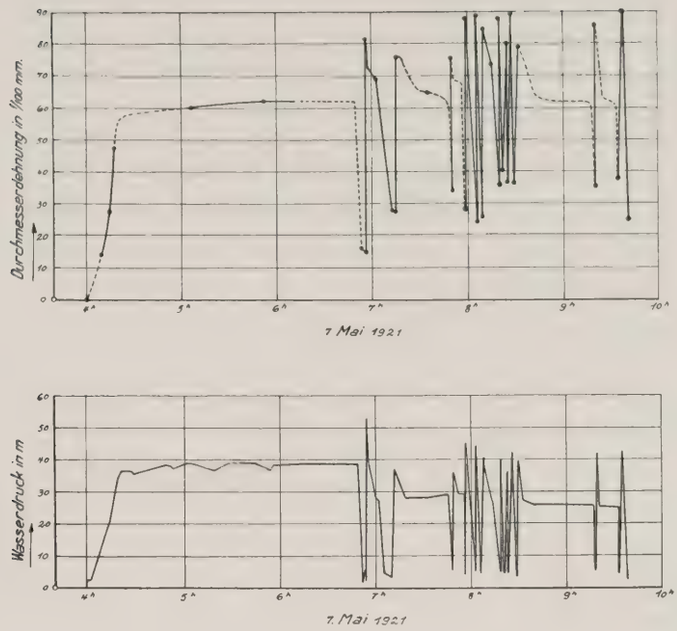



Abb. 41. Wasserdruck- und Dehnungsdiagramm im Serizitschiefer.

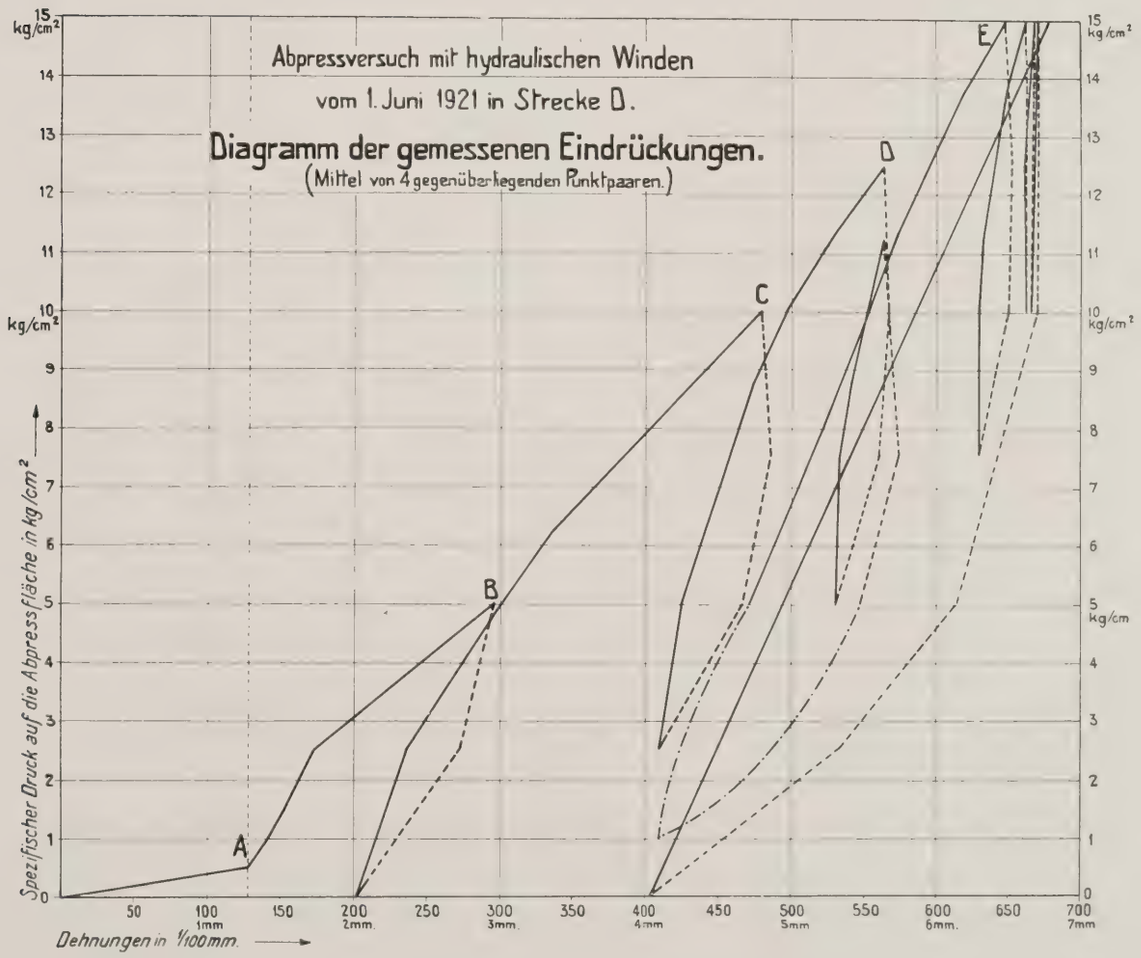



Abb. 42. Ergebnis der mechanischen Abpressung.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Die Brückenbauten der Schweizerischen Bundesbahnen in den Jahren 1901 bis 1926.

Von Ing. *A. Bühler*, Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der S. B. B.

# INHALTS-VERZEICHNIS


Seite

1. Geschichtlicher Abriss (1846 bis 1901) . . . . . 3
2. Grundlagen der Berechnung der Eisenbahnbrücken . . . 6
3. Die Eisenbahnbrücken im allgemeinen . . . . . 7
4. Die Brückenbauten in den Jahren 1901 bis 1914:
   a) Brückenbauten für den Ausbau des vorhandenen Netzes 8
   b) Strassenbrücken . . . . . 9
   c) Brückenbauten auf den Neubaulinien . . . . . 9
5. Die Brückenbauten und sonstigen Arbeiten in den Jahren 1914 bis 1918:
   a) Brückenbauten für die Linien der Notelektrifikation . 10
   b) Kriegsbrücken . . . . . 10
   c) Messungen statischer und dynamischer Vorgänge . . 10
   d) Besondere Arbeiten (Verspannvorrichtungen, Untersuchungen) 10
6. Die Brückenbauten in den Jahren 1918 bis 1926:
   a) Brückenbauten auf der Gotthardlinie . . . . . 11
   b) Brückenbauten auf der Cenerilinie . . . . . 12
   c) Brückenbauten auf den übrigen elektrifizierten Linien:
      $\alpha$) Eiserne Brücken . . . . . 14
      $\beta$) Massive Brücken . . . . . 15
      $\gamma$) Brücken mit einbetonierten Trägern . . . . 16
   d) Strassenbrücken
      $\alpha$) Brücken mit einbetonierten Trägern . . . . 17
      $\beta$) Eisenbetonbrücken . . . . . 17
      $\gamma$) Massive Brücken . . . . . 18
      $\delta$) Eiserne Brücken . . . . . 18
7. Messungen . . . . . 18
8. Unterhalt . . . . . 19
9. Ausblick und Schlusswort . . . . . 20
10. Verzeichnis von ausgeführten Messungen . . . . . 21

# Die Brückenbauten der Schweizerischen Bundesbahnen in den Jahren 1901 bis 1926.

Von Ing. A. *Bühler,* Sektionschef für Brückenbau
bei der Generaldirektion der S. B. B.

## 1. Geschichtlicher Abriss (1846 bis 1901).

Das Netz der Schweizerischen Bundesbahnen setzt sich aus den Linien von fünf ehemaligen Privatbahnen zusammen, nämlich der Centralbahn, mit Sitz in Basel, der Nordostbahn, mit Sitz in Zürich, den Vereinigten Schweizerbahnen, mit Sitz in St. Gallen, der Jura-Simplon-Bahn, mit Sitz in Bern und Lausanne und der Gotthardbahn, mit Sitz in Luzern. Während die drei ersteren Bahngesellschaften im Jahre 1901 von der Eidgenossenschaft zurückgekauft wurden, ging die vorletzte Eisenbahngesellschaft im Jahre 1903, und die zuletzt genannte Eisenbahngesellschaft erst im Jahre 1909 in das Eigentum des Bundes über. In den folgenden Jahren sind noch einige kleinere Privatbahnen verstaatlicht worden (Jura-Neuchâtelois-, Tösstal- und Seetal-Bahn.)

Die von diesen Privatbahngesellschaften übernommenen Brücken waren weder nach einheitlichen Grundsätzen ausgebildet, noch auf gemeinsamer Grundlage berechnet worden. Während der Erstellungszeit, zu der die Jahre 1846 bis 1898 zu rechnen sind, wirkte sich naturgemäss in erster Linie die gewaltige Entwicklung des Brückenbaues und die rasche Zunahme der Lokomotivgewichte aus. Ferner wurden die Brückenbauten nicht nur von den mächtigen, uns umgebenden Kulturstaaten mit ihrer Technik und ihrer hochstehenden Industrie beeinflusst, sondern auch unser Land selbst hat durch die Verschiedenartigkeit seiner völkischen Zusammensetzung und der Orientierung seiner Industrie dazu beigetragen, dass die Brücken der Einheit entbehren. Wie der Verfasser an anderer Stelle schon betont hat, sind unsere Linien gleichwohl von der Erstellung zweifelhafter Brückensysteme verschont geblieben, dank dem nüchternen und kritischen Sinn der beteiligten Ingenieure und der Leiter der Bahngesellschaften. Wir dürfen daher dankbar der Arbeit unserer Vorgänger gedenken.

Bevor wir das Bild unserer neueren Bestrebungen entwerfen, dürfte es angezeigt sein, der von den Schweizerischen Bundesbahnen übernommenen Brükkenbauten kurz zu gedenken, die als Charakterbauten und vorzügliche technische Leistungen ihrer Zeit bewertet werden dürfen. Dabei halten wir uns an die Zeitfolge der Entstehung der Bauten, so dass damit zugleich ein Bild der Entwicklung der Eisenbahnbrücken der Schweiz entsteht.

Indem wir mit den *eisernen Brücken* beginnen, nennen wir in erster Linie die jetzt ausgewechselte Limmatbrücke bei Zürich-Wipkingen der Linie Zürich-Oerlikon (Abb. 1). Der sehr engmaschige Strebenzug dieser Brücke war 16teilig, Zug- und Druckstreben bestanden aus Flacheisen. Diese bauliche Ausbildung ist vornehmlich auf deutsche Einflüsse zurückzuführen. Dasselbe gilt von der jetzt erneuerten Thurbrücke bei Andelfingen der Linie Winterthur-Schaffhausen (Abb. 2), und von dem kürzlich umgebauten Viadukt über die Worbleren bei Bern (Abb. 3), bei dem der Unterbau tunlichst sparsam ausgebildet wurde. Die sichtbaren Sparräume gehen bis auf die Fundamente hinunter. Zu gleicher Zeit entstunden im Westen unseres Landes zwei Bauwerke, die die französische Schule der Baukunst verraten; es sind dies der jetzt umgebaute Viaduc de la Paudèze der Linie Lausanne-Brig (Abb. 4), und die noch im Betrieb befindliche Thièlebrücke bei Yverdon (Abb. 5). In beiden Fällen handelt es sich um die Anwendung von vollwandigen Trägern für bedeutende Spannweiten. Diese Systeme, die von England über Frankreich bei uns Eingang fanden, wurden später aber als zu schwerfällig und zu wenig spekulativ betrachtet, und daher verlassen. Seit einiger Zeit stehen sie aber wieder in der Gunst sowohl der Konstrukteure, als auch der Betriebsleute und Architekten, da sie einfach und klar sind und wenig Unterhalt erfordern. Zu den schönen alten Bauwerken zählt auch die Aarebrücke bei Olten der alten Hauensteinlinie (Abb. 6), deren Bau durch *Riggenbach* (siehe Seite 5) geleitet wurde, und die die erste schweisseiserne Bogenbrücke darstellt. Schliesslich sind aus dem Beginn unseres Eisenbahnwesens der jetzt umgebaute Sitterviadukt der Schweizerischen Bundesbahnen bei St. Gallen-Bruggen (Abb. 7), und der Thurviadukt bei Schwarzenbach der Linie Winterthur-St. Gallen (Abb. 8) — beide mit aus gusseisernen Rahmen zusammengesetzten Pfeilern, die eine rasche Aufstellung gewährleisteten —, zu nennen und sodann muss auch der im Umbau begriffene Grandfeyviadukt bei Freiburg (Abb. 9 und 9 a), erwähnt werden, der der längste und zugleich der höchste Viadukt unseres Netzes ist. Sein Bau war eine mustergültige Leistung; bei ihm wurde auch bereits der Uebergang von den sonst für gedrückte Streben gebrauchten Flacheisen zu [-Eisen in richtiger Weise vollzogen. Die kräftigen Pfeilersockel wurden aus Molassequadern erstellt, die an der Brückenstelle gewonnen wurden. Auf diese Sockel kamen gusseiserne, profilierte Säulen zu stehen, die unter sich durch Flacheisen verstrebt wurden. Der Ueberbau erhielt vier Hauptträger. Zwischen den beiden inneren Trägern wurde ein öffentlicher Gehsteg angeordnet, während oben Platz für zwei Geleise vorhanden ist.

Diese Zeit ist ferner charakterisiert durch die auch heute noch als berechtigt zu anerkennende Verwendung von durchgehenden Trägern, und durch die Anordnung vielfacher Strebenzüge. Letztere hatten zwar ein nahezu vollständiges Zusammennieten der Eisenteile an den Brückenstellen zur Folge, gestatteten aber, die Brückenteile in leichten, einfachen Stabformen zu versenden, was im Hinblick auf die damaligen Transportschwierigkeiten wichtig war. So

wurden z. B. einige Ueberbauten eiserner Brücken der tessinischen Talbahnen über den Gotthardpass spediert.

Mit der aufblühenden Theorie der Berechnung der eisernen Brücken kamen in den Jahren 1860 bis 1880 nach und nach leichte und stark aufgelöste Bauweisen zur Anwendung, von denen folgende angeführt seien. Beim jetzt umgebauten Viaduc du Day bei Vallorbe der Linie Lausanne-Vallorbe (Abb. 10), erfolgte die Anpassung des Strebensystems an die Veränderlichkeit der Strebenkräfte durch Veränderung der Anzahl der nebeneinander gelegten Flacheisen für die Zugstreben und von [_-Eisen für die Druckstreben. Ein interessantes Bauwerk bildete auch die jetzt umgebaute Reussbrücke in der Fluhmühle bei Luzern (Abb. 11). Sie liegt in einer Kurve von 300 m Halbmesser. Die Ueberbauten ruhten mittels Auflagerquerträgern auf den Pfeilern. Diese konnten daher verhältnismässig klein angenommen werden und erhielten zur Erleichterung des Wasserdurchflusses eine runde Form. Die Ueberbauten, als Halbparabelträger ausgebildet, zeigen bereits eine aufgelöste Bauweise. In diesem Sinne fortschreitend und der immer mehr sich erfreuenden Beliebtheit des Eisens als Baumaterial nachgebend, kamen zur Ausführung die Reussbrücke bei Mellingen (Abb. 12 und 12 a), bei der unseres Wissens erstmals in der Schweiz hochwertiges Nieteisen, mit einer kleinsten Bruchspannung von 4,5 t/cm², verwendet wurde, wobei für das schweisseiserne Brückenmaterial nur 3,2 t/cm² Bruchspannung verlangt war. Wahrscheinlich ist die Anregung hierzu auf die damals in Holland mit hochwertigem Flussstahl von 6,0, sowie von 8,0 t/cm² Bruchspannung vorgenommenen Versuche zurückzuführen, verbunden mit dem Wunsche, eine überlegene Nietung zu erhalten, die wenig Unterhalt erfordere. Wie kürzlich sorgfältige Revisionen gezeigt haben, sind diese Nieten vielfach mit inneren Rissen behaftet. In engmaschiger Bauweise sind der Thurviadukt bei Ossingen der Linie Winterthur-Etzwilen (Abb. 13) erstellt, ebenso der Guggenlochviadukt der Linie Wil-Ebnat (Abb. 14); dagegen erhielt die Rheinbrücke bei Hemishofen ein einfach gekreuztes Strebensystem (Abb. 15). Mit dem Crumlinviadukt in England teilt sich der in Abb. 7 dargestellte Sitterviadukt bei Bruggen in den Ruhm, die erste Brücke mit eisernen Pfeilern gewesen zu sein. Dieser Bau wurde seinerzeit als kühn und mustergültig angesehen. Die Anwendung des Eisens für Pfeilerbauten ist früher als einer der grössten Fortschritte in der Brückenbaukunst angesehen worden. *Nördling*, der diese Bauart in nachhaltiger Weise förderte, kam zum Schlusse, dass gut ausgebildete eiserne Pfeiler nur 4 Ecksäulen besitzen sollten; er bezweifelte ferner die Möglichkeit, anstatt Gusseisen, das weniger brüchige Schweisseisen in konstruktiver Hinsicht mit Vorteil verwenden zu können. Bei den vorgenannten Bauten gelangte die erstere Auffassung zum Durchbruch; dagegen wurden in richtiger Weise die Säulen aus schweisseisernen Röhren, oder aus zusammengenieteten Profileisen erstellt. Die Anwendung der eisernen Pfeiler bei diesen Brücken erfolgte allein aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, wie dies klar aus den Nördlingschen Veröffentlichungen über derartige Bauten hervorgeht, während die anfängliche Anwendung solcher Pfeiler wohl allein darauf zurückzuführen ist, dass die Ingenieure sich scheuten, sehr hohe, schlanke, steinerne Pfeiler zu errichten, nicht zuletzt auch mit Rücksicht auf die Bauzeit. Nördling war der Auffassung, dass eiserne Pfeiler kaum halb so viel wie massive Pfeiler kosten. Im Licht der heutigen Erfahrung betrachtet, war die alleinige Rücksichtnahme auf die Wirtschaftlichkeit der eisernen Pfeiler nicht angezeigt; doch gestatten sie uns heute, wie später noch dargelegt wird, interessante Umbauverfahren durchzuführen.

Ein kühner Bau dieser Zeit bildet auch der Combe-Maran-Viadukt bei St. Ursanne (Abb. 16 und 16 a), und die schon damals in architektonischer, gefälliger Behandlung erstellte Rhonebrücke bei Massongex, auf der Linie Lausanne-Brig (Abb. 17). Von den ganz leicht ausgebildeten Brücken dieses Zeitabschnittes geben ein überzeugendes Bild die Zihlkanalbrücke bei Brügg der Linie Bern-Biel (Abb. 18), sowie die Ueberführung über die Bülacherlinie bei Glattbrugg der Linie Oerlikon-Kloten (Abb. 19). In gleicher Weise sind auch die jetzt umgebaute Aarebrücke bei Brugg (Abb. 20), die Pauli-Träger aufwies, zu würdigen, ebenso die Linthkanalbrücke unterhalb Ziegelbrücke (Abb. 21), und die Limmatbrücke unterhalb Wettingen (Abb. 22). Von andern noch leichter gebauten eisernen Brücken waren gute Bilder leider nicht zu finden.

Die Statik war bei diesen Brücken nur in grossen Zügen angewendet; die Notwendigkeit ihrer Anwendung auf die Einzelheiten wurde übersehen, weshalb Exzentrizitäten, räumlicher Aussteifung usw. wenig Beachtung geschenkt wurde. Immerhin ist zu sagen, dass verschiedene tüchtige Brückenbauer, wie *Riggenbach*, nicht in diese Fehler verfielen.

Die eher ungünstigen Erfahrungen mit den allzu leichten und ungenügend ausgesteiften Brücken sind schon frühzeitig festgestellt worden. Hat doch Oberingenieur *Bridel*, der die Erstellung der Jurabahnen und nachmals die Vollendung des ersten Ausbaues der Gotthardbahn bis zum Jahre 1882 leitete, in einem Schreiben an den französischen Ingenieur *Morandière* mit Bezug auf die eisernen Brücken dieser Linien bemerkt: «Je les ai fait faire lourd et je m'en félicite, car souvent 4 à 5 machines à 4 essieux accouplés parcourent les ponts, assemblées en train à la descente», was im Hinblick auf das ungünstige Verhalten der Brücken der Jurabahnen verständlich ist.

So ist auch in der nachfolgenden Zeit entschieden eine Besserung der Bauverhältnisse zu erkennen, die ihren Ausdruck darin findet, dass die Brücken zum Teil sehr schwer ausgebildet und gegen die Stösse der Züge in der Weise gesichert wurden, dass das Schotterbett durchgeführt wurde. Dies hat insbesondere Oberingenieur *Moser*, sowie sein Mitarbeiter, Ing. *Mantel*, bei den sogenannten Moratoriumslinien der ehemaligen Nordostbahn getan, die selbst bei der 90 m weit gespannten Rheinbrücke bei Eglisau (Abb. 23), das Schotterbett durchführten. In dieser Beziehung bilden auch die in einer Kurve von 350 m liegende Aarebrücke bei Koblenz (Abb. 24 und 24 a) und die in einer Kurve von 300 m liegende Limmatbogenbrücke in Zürich-Letten (Abb. 25) hübsche Beispiele. Von der Gotthardbahn selbst sind dargestellt, der mit einem formenschönen Pfeiler (Körper gleicher Druckfestigkeit) ausgestattete Kerstelenbachviadukt bei Amsteg (Abb. 26), die Bogenbrücke über den Rohrbach bei Wassen (Abb. 27), und die Tessinbrücke bei Cadenazzo (Abb. 28). Die Fachwerkbrücken dieser Linie haben einen starken österreichischen Einschlag, was auf die bei dem Bahnbau in leitender Stellung gewesenen österreichischen Ingenieure zurückzuführen ist.

Als eine Besonderheit mag auch die Brücke über die Staatsstrasse bei Col-de-Roches—Le Locle erwähnt

werden, wo die durchgehenden Träger, des nachgiebigen Bodens wegen, einstellbare eiserne Pfeiler erhielten (Abb. 29).

Was die *steinernen Brücken* anbelangt, so erfreuen wir uns aus der Anfangszeit des Eisenbahnwesens einiger schöner Bauten. Beginnend mit einer kleinen Unterführung bei Versoix am Genfersee (Abb. 30), die im Kleinen alle denkbaren Schwierigkeiten eines Steinbaues in sich vereinigt und ein Kunstwerk eines Massivbaues darstellt, fügen wir bei die Bilder des Viaduc de l'Aubonne, Linie Lausanne-Genf (Abb. 31), des Areuseviaduktes bei Boudry, Linie Lausanne-Biel (Abb. 32), und des Viaduc de la Conversion, Linie Lausanne-Bern (Abb. 33), ferner des Viaduktes bei Rümligen, der alten Hauensteinlinie (Abb. 34), sowie des Viaduktes bei Goldach der Linie St. Gallen-Rorschach (Abb. 35). Auch die einfache, aber formenschöne Limmatbrücke bei Turgi auf der Linie Turgi-Waldshut (Abb. 36) zählt hierzu und schliesslich auch die Rheinbrücke bei Laufen der Linie Winterthur-Schaffhausen (Abb. 37).

Es bedurfte zweier Jahrzehnte und des oben erwähnten Umstandes, dass die allzu leicht gebauten und, entgegen den guten Prinzipien der vorangehenden Zeit, oft schief und in Kurven angeordneten eisernen Brücken sich nicht befriedigend im Betriebe verhielten, um sich der steinernen Bauten wieder nachhaltig zu erinnern. Hie und da mag allerdings eine in die Kurve zu liegen kommende Brücke den Anstoss gegeben haben, die schwierigen konstruktiven Fragen durch einen Steinbau aus dem Wege zu schaffen, wie dies beim Piantorinviadukt der Cenerilinie (Bellinzona-Lugano) geschah (Abb. 38), der französischen Einfluss verrät. Während die schönen Steinviadukte in der Westschweiz dem Einflusse der französischen Ingenieure zuzuschreiben sind, konnten sich in der Ostschweiz jedenfalls derartige Bestrebungen in der Frühzeit des Eisenbahnbaues nicht richtig auswirken. Den Beweis hierfür bilden verschiedene Projekte, die steinerne Brücken vorsahen, für die aber schliesslich doch eine Lösung mit eisernen Ueberbauten gewählt wurde. Ein typisches Beispiel bietet auch hier der Sitterviadukt bei Bruggen, der anfänglich als Steinviadukt mit 5 Oeffnungen zu 30 m Weite projektiert war, ähnlich derjenigen Anordnung, die in den letzten Jahren beim Ersatzbau zur Ausführung gelangt ist. Erst unter Oberingenieur *Moser* kamen die Bestrebungen zur vermehrten Anwendung von steinernen Objekten voll zum Durchbruch. Zeugnis hievon legen ab die Anfahrviadukte der Rheinbrücke bei Eglisau (Abb. 23), sowie der allerdings nicht folgerichtig angeordnete, durch eingeschaltete eiserne Brücken unterbrochene Oerlikonerviadukt in der Stadt Zürich (Abb. 39). Daneben kamen noch viele kleinere und mittelgrosse Steinviadukte zur Ausführung. Grosse, bemerkenswerte Gewölbe sind uns nicht beschert worden. Die frühere Zurückhaltung bei der Erstellung von Steinbauten ist auch darauf zurückzuführen, dass gutes Steinmaterial in unserem Lande durchaus nicht so häufig ist, wie es den Anschein hat. Dies gilt insbesondere im Flachland; die anfänglichen Transportschwierigkeiten mögen das ihrige getan haben, um lange, beschwerliche Strassenbeförderungen zu vermeiden, so dass der Steinbau von Anfang an in das Hintertreffen kam. Ein gutes Strassen- und Kanalnetz, sowie ein zahlreiches,ausgezeichnetes Ingenieurkorps, wie es z. B. Frankreich beim Beginn des Bahnbaues besass, war unserem Lande nicht beschieden.

Die guten Steinbrüche unseres Landes sind zum Teil erst spät erschlossen worden, nachdem die Bahnen selbst eine wirtschaftliche Beförderung erlaubten[1]). Aus diesen Gründen kamen daher die eisernen Brücken bei uns vielfach auch dort zur Anwendung, wo es nach der Natur der Verhältnisse gegeben gewesen wäre, zum Steinbau zu greifen. Erst beim Bau der Albulabahn und der Bodensee-Toggenburg-Bahn gelang es dem Wirken von Oberingenieur Moser, den Steinbau in konsequenter Weise durchzuführen.

Die genannten Umstände haben sogar dazu geführt, hölzerne Brücken zu erstellen, von welchen noch heute eine zur vollen Befriedigung den Dienst versieht; es ist dies die Rheinbrücke bei Ragaz (Abb. 40 und 40 a). Eine zweite befand sich über die Thur bei Müllheim, auf der Linie Winterthur-Romanshorn, mit Spannweiten von 48 m (Abb. 41). Sie wurde im Jahre 1908 ausgewechselt. Eine weitere, grössere hölzerne Brücke wurde seinerzeit über die Rhone bei Massongex, als Vorgängerin der in Abb. 17 dargestellten Brücke errichtet. Da der Holzbau nicht eingedeckt war, verfiel er rasch der Zerstörung.

Das von den Brücken der Schweizerischen Bundesbahnen vorstehend umrissene allgemeine Bild wäre zu abstrakt, wenn es nicht durch Nennung einiger hervorragender Techniker, die sich bei der Erstellung dieser Bauten verdient gemacht haben, in persönliche Beziehung gebracht würde.

In erster Linie ist Ingenieur *Riggenbach*, Maschinenmeister der Centralbahn, ein Self-made-man, zu nennen, der in den Werkstätten in Olten auch Brücken erstellen liess. Ihm ist auch ein Modell eines Rahmenträgers (Abb. 42) zu verdanken, der zweifellos als Vorläufer des Vierendeelträgers bezeichnet werden darf. Nachhaltigsten Einfluss übte auch der württembergische Oberbaurat *Etzel* aus, der die Bauten zahlreicher schweizerischer Eisenbahnlinien leitete. Auf welscher Seite zeichnete sich aus Ing. *Gaudard*, nachmaliger Professor an der Ingenieurschule der Universität in Lausanne, der, wie auch Oberingenieur *Bridel*, mit grossem Erfolg die französische Brückenbauwissenschaft vertrat. Als Brückenbauer par excellence machten sich später die Oberingenieure *Moser* der Nordostbahn und *J. Meyer* der Jura-Simplon-Bahn bekannt, ferner der aus Oesterreich stammende Ingenieur *Gerlich* bei der Gotthardbahn, nachmals Professor an der Eidg. Technischen Hochschule, sowie sein Mitarbeiter, Ingenieur *Brack*. Die Namen der Ingenieure *Gubser, Probst* und *Röthlisberger* hatten gleichfalls einen guten Klang.

Als bedeutsamste Förderer der Theorie und Praxis der Brücken muss sodann *Prof. Dr. Culmann* und sein Nachfolger *Prof. Dr. Ritter* genannt werden. Beider Name ist weltbekannt. Den durch ihre Schule gegangenen Ingenieuren war es vorbehalten, nach dem Münchensteinerunglück sämtliche eisernen Brücken der künftigen Linien der Schweizerischen Bundesbahnen nachzurechnen und zu verstärken. Es geziemt sich, auch deren Namen zu erwähnen; es sind dies die Ingenieure *Elskes, Griot, Lubini, Meister* und *Rappaport*. Als Kontrollingenieure des eidgenössischen Eisenbahndepartementes wirkten in verdienstvoller Weise mit die Ingenieure *Mantel* und *Schüle*, nachmals Professor an der Eidg. Technischen Hochschule.

Den Bestrebungen dieser Ingenieure ist es auch zu verdanken, dass in der Schweiz zwei bedeutende Belastungsproben bis zum Bruche durchgeführt worden sind, die eine mit dem ausgewechselten Ueberbau der Emmenbrücke bei Wolhusen (Abb. 43), die andere mit dem ausgewechselten Ueberbau der Mühlebachbrücke bei Mumpf (Abb. 44). Die wichtigsten

Ergebnisse dieser Bruchproben sind dann in die Brückenverordnung vom Jahre 1913 aufgenommen worden.

Was die Beziehungen zur Industrie und zu Unternehmungen anbetrifft, so würde deren Behandlung, auch wenn sie nur gestreift würde, zu weitläufig ausfallen; sie soll einst in einer ergänzenden Arbeit zu diesem geschichtlichen Abriss eingeschlossen werden.

**2. Grundlagen der Berechnung der Eisenbahnbrücken.**

Wie bereits zuvor erwähnt wurde, bildete das Münchensteinerunglück einen Wendepunkt im Eisenbrückenbau der Schweiz. Es war gewissermassen die nachhinkende Folge der Uebelstände, für die die vorangehenden Zeiten eigentlich hätten aufkommen müssen. Es wurde nun die Brückenbauverordnung vom Jahre 1892 herausgegeben, auf Grund deren Bestimmungen alle eisernen Brücken nachzurechnen und wenn nötig zu verstärken waren. Die Belastungen der erwähnten Verordnung bildeten einen Kompromiss; einerseits lag der allseitige Wunsch vor, genügend hohe Belastungen anzunehmen, um für die Zukunft einen Spielraum zu haben; anderseits konnte die Auffassung der Privatbahnen auch nicht von der Hand gewiesen werden, dass die Belastungen so zu wählen seien, dass die bestehenden Bauwerke noch verstärkt, also nicht samt und sonders auszuwechseln wären.

In den Abb. 45 und 46 sind die Belastungsgleichwerte für Hauptbahnen nach der eidgenössischen Brückenverordnung vom Jahre 1892 angegeben, die Lokomotiven von 5,6 Tonnen Laufmetergewicht und Achsdrücke von 15 Tonnen vorsah; das Wagengewicht betrug nur 2,7 Tonnen auf den Laufmeter. Für Nebenbahnen wurde eine Ermässigung der Belastungen von 25% der Hauptbahnbelastung zugestanden. Auf Grund dieser Belastungsannahmen sind die damals bestehenden eisernen Brücken nachgerechnet, und soweit erforderlich verstärkt oder umgebaut worden. Die Privatbahngesellschaften gingen aber verschiedenartig vor, und zwar sowohl was die Berechnungen, als auch was die Beurteilung der Brücken selbst anbelangt. Dies gilt hauptsächlich in bezug auf die Auslegung einer Bestimmung der Brückenverordnung, wonach nur unter bestimmten Verhältnissen die als zulässig erklärten Spannungen bis zu 30% überschritten werden dürfen. Die sogenannte Spannungsüberschreitung wurde nun sehr oft in Anspruch genommen, obschon die Bedingungen hierfür nicht ohne weiteres gegeben waren (Art und Zustand der Konstruktion, Materialstärken, Güte der Ausführung und des Materials). Ohne hierauf weiter einzutreten, sei nur noch bemerkt, dass bei keiner der Bahngesellschaften im Momente der Verstaatlichung die Verstärkungs- oder Auswechslungsarbeiten hätten als abgeschlossen betrachtet werden können. Die unterdessen stetig fortschreitende Zunahme des Gewichtes der Lokomotiven rückte sogar eine chronische Wiederkehr der Brückenarbeiten in bedrohliche Nähe. Die Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen beschloss daher schon im Jahre 1903, dass die Berechnung neuer und die Verstärkung bestehender Brücken für einen Lastzug zu erfolgen habe, der 20% schwerer als derjenige der damals geltenden Brückenverordnung sei. Diese Massnahme hat sich als sehr vorteilhaft herausgestellt, indem sonst neuere Brücken den inzwischen immer schwerer gewordenen Lasten heute bereits nicht mehr genügen würden. Die Gewichte der Lokomotiven hatten nämlich die Belastungsgrundlagen bereits erreicht und, wie z. B. auf der Gotthardlinie, sogar schon überschritten. Die schwersten Dampflokomotiven wiesen schon im Jahre 1908 ein Laufmetergewicht von 7 Tonnen bei Achsdrücken von 17 Tonnen auf. Dies war auf die berechtigte Forderung des Betriebsdienstes, besonders den Güterverkehr mit möglichst wenigen, wenn auch schweren Zügen zu bewältigen, zurückzuführen. Der Zulassung dieser schwersten Dampflokomotiven auf allen Linien stand aber die zu geringe Tragfähigkeit der eisernen Brücken entgegen. Dieser Umstand, der eine wirtschaftliche Betriebsführung in Frage stellte, sowie die sich immer mehr aufdrängende Erkenntnis, dass die Tragfähigkeit unserer eisernen Brücken in vielen Fällen den seit der Einführung der ersten Brückenverordnung vom Jahre 1892 ausserordentlich erhöhten Anforderungen auch im Hinblick auf die Geschwindigkeit der Züge, nicht mehr genügen, gab Veranlassung zu der Brückenverordnung vom Jahre 1913 und zu dem Entschlusse, sämtliche eisernen Brücken nachzurechnen, zu einer Zeit also, da man noch am Dampfbetrieb hing und an eine rasche Elektrifikation nicht dachte. Diese Verordnung ist heute noch in Geltung; sie sieht für neue Brücken und für Verstärkungsarbeiten Lokomotiven von 10 Tonnen Laufmetergewicht mit Achsdrücken von 20 Tonnen, sowie Wagen von 4,3 Tonnen Gewicht auf den Laufmeter vor. Die Belastungsgleichwerte sind in den zuvor erwähnten Abbildungen gleichfalls eingetragen. Nur wenige Brücken sind auf dieser Grundlage berechnet und ausgeführt worden, indem der bald hereinbrechende Krieg dem Ausbau und den Verbesserungen an dem Bahnnetz ein zeitweiliges Ende setzte. Die im Gefolge des Krieges eingetretene Kohlennot gab aber Veranlassung, die Elektrifikation der Linien der Schweizerischen Bundesbahnen an die Hand zu nehmen.

Um den elektrischen Betrieb möglichst wirtschaftlich zu gestalten, musste den Konstrukteuren der elektrischen Lokomotiven tunlichst freie Hand gelassen werden. Immerhin konnten die für die Beanspruchung der Brücken ausschlaggebenden Gewichte der neuen Lokomotiven nicht vollständig freigegeben werden, weil sonst die Erneuerung aller vorhandenen, zahlreichen eisernen Brücken unumgänglich geworden wäre. Für die zweckmässige Ausbildung der elektrischen Lokomotiven wurde eine Begrenzung des Laufmetergewichtes auf 7 Tonnen nicht als hinderlich empfunden. Eine Erhöhung der Achsbelastung auf 20 Tonnen wurde aber als durchaus nötig erachtet, um die Vorteile der neuen Traktionsart ausnützen zu können. Es wurde daher im Jahre 1917 beschlossen, der erforderlichen erneuten Nachrechnung der eisernen Brücken diese Lasten als Norm zugrunde zu legen, die geeignet war, den Umfang der zunächst auf den zu elektrifizierenden Linien vorzunehmenden Verstärkungen und Umbauten auf ein erträgliches Mass einzuschränken, indem diese «provisorische Belastungsnorm», deren Belastungsgleichwerte in den Abb. 45 und 46 eingetragen sind, nicht sehr weit über die Gewichtsverhältnisse hinaus ging, die einzelne Dampflokomotiven bereits erreicht hatten. Die Verstärkungen und die Umbauten der Brücken sind also keine Besonderheit der Elektrifikation, wie dies zunächst scheint. Diese Arbeiten hätten sich vielmehr auch unter dem Dampfbetrieb ergeben, indem die Wirtschaftlichkeit der Betriebsführung die Freigabe des Verkehrs der schweren Dampflokomotiven auf allen Hauptlinien erzwungen hätte. Ein Blick auf die Vorgänge in den uns um-

gebenden Staaten überzeugt von der Richtigkeit der Annahme, dass es nur dem Darniederliegen des Verkehrs während des Weltkrieges zuzuschreiben ist, wenn in der Vergrösserung der Tragfähigkeit der Eisenbahnbrücken eine Verzögerung eingetreten ist.

Was das Vorgehen bei den gegenwärtigen Brückenarbeiten anbelangt, so wird grundsätzlich stets beschlossen, vorhandene eiserne Brücken für die provisorische Belastungsnorm zu verstärken, falls dies keine grossen Kosten verursacht, oder sie zu ersetzen, falls eine Verstärkung teuer und unbefriedigend ausfällt. Damit der Bestand von *neu* zu erstellenden Objekten, deren Kosten meist recht bedeutend sind, nicht wieder infolge Erhöhung der Belastungsgrundlagen durch die Zunahme der Verkehrslasten in Frage gestellt werde, werden solche Brücken seit dem Jahre 1919 für einen Lastzug von 11 Tonnen auf den Laufmeter und Achsdrücke von 25 Tonnen bemessen, deren Belastungsgleichwerte in den genannten Abbildungen angegeben sind. Damit dürfte der Entwicklung der Betriebsmittel für absehbare Zeit, d. h. auf 50 bis 100 Jahre, wie Fachmänner verlangen, vorgearbeitet sein. Die Annahmen entsprechen übrigens den neuen Belastungsgrundlagen für die Brückenberechnungen im Auslande; im Hinblick auf die bereits bei uns gemachten Erfahrungen kann es übrigens keinem Zweifel unterliegen, dass das beschriebene Vorgehen richtig ist.

Es sei noch beigefügt, dass die Lasten der erwähnten provisorischen Belastungsnorm vom Jahre 1917 so festgesetzt wurden, dass sie der Entwicklung der elektrischen Lokomotiven einen, wenn auch bescheidenen, Spielraum offen lassen. In der Folge wurden den Nachrechnungen Lokomotivzüge von mindestens 7 Tonnen auf den Laufmeter zugrunde gelegt, um für den Betrieb keine einschränkenden Vorschriften mehr erlassen zu müssen. Mit Genugtuung darf daher festgestellt werden, dass unsere wichtigste Transitlinie Basel-Chiasso heute in der Lage ist, Züge von Grossgüterwagen (Gewicht mit Kohlen beladen je 75 Tonnen), deren Einführung in Deutschland im Gange ist, zu übernehmen.

Die neuen Brücken sind bisher sowohl auf Hauptlinien, als auch auf Nebenlinien für die gleichen Belastungen bemessen worden. Ob das künftig noch geschehen wird, ist nicht entschieden. Im Hinblick auf Verkehrsumleitungen bei Streckenunterbrüchen und für Militärtransporte sind derartige Unterscheidungen nicht zweckmässig. In dieser Beziehung ist die italienische Brückenverordnung vorbildlich, da sie vorschreibt, dass alle Brücken dem Uebergang mindestens einer der schwersten Lokomotiven genügen müssen.

Die mit der ersten Periode der beschleunigten Elektrifikation verbundenen Ausgaben für die Verstärkung und den Umbau von Eisenbahnbrücken werden ungefähr 40 Millionen Franken betragen, womit eine bedeutungsvolle Grundlage für einen wirtschaftlichen und zugleich leistungsfähigen und raschen elektrischen Betrieb geschaffen und die Betriebssicherheit um ein beträchtliches Mass erhöht wird.

### 3. Die Eisenbahnbrücken im allgemeinen.

Zurzeit liegen nur statistische Angaben von den Eisenbahnbrücken vor. Es wäre aber interessant, auch die Strassenbrücken statistisch zu erfassen, da gerade seit der Jahrhundertwende sehr viele solcher Bauten erstellt wurden. Insbesondere sind mit dem Ersatz vieler schienengleicher Uebergänge eine grosse Zahl von Strassenbrücken entstanden, von denen wir in einem späteren Abschnitt einige besonders erwähnen werden.

Einschliesslich der schmalspurigen Brüniglinie waren im Jahre 1916 auf dem Netze der Schweizerischen Bundesbahnen, das zurzeit Haupt- und Nebengeleise von rund 5400 km Länge mit 950 km Doppelspuren, und eine Betriebslänge von rund 2950 km, mit 130 km Tunnel besitzt, folgende Brücken vorhanden:

*a) Durchlässe bis 2 m Weite,*
wovon gedeckte 6728 Stück
und offene 607 Stück mit einer Gesamtweite zwischen den Widerlagern von 715 m.

*b) Anzahl der Brücken über 2 m Weite:*

| | | |
|---|---|---|
| 2—10 m | 2099 | = *2674 Brücken* |
| 10—30 m | 327 | |
| 30 m | 248 | |

Hievon waren bei der Zählung der einzelnen Oeffnungen:

| | | |
|---|---|---|
| Beton- und Steinbrücken | 1403 | = 3579 Oeffnungen |
| Eisenbeton- oder einbetonierte I-Trägerbrücken | 419 | |
| Eiserne Brücken | 1750 | |
| Hölzerne Brücken | 7 | |

Als Gesamtweite zwischen den Widerlagern ergeben sich für:

| | | |
|---|---|---|
| Beton- und Steinbrücken | 10 556 m | = 36 288 lfm. |
| Eisenbeton- oder einbetonierte I-Trägerbrücken | 1 896 m | |
| Eiserne Brücken | 23 695 m | |
| Hölzerne Brücken | 141 m | |

Die grösste Zahl der Oeffnungen einer Brücke beträgt 63 und die beiden grössten Oeffnungen sind je 90 m weit. Das längste Bauwerk, das allerdings nicht als Einheit angesehen werden kann, ist der Oerlikonerviadukt in Zürich mit 840 m Länge. Die Gesamtzahl der Brücken und der offenen Durchlässe beträgt 3281 mit einer Gesamtlänge von 37 002 m, oder rund 1,3% der Netzlänge. Das Gesamtgewicht der eisernen Ueberbauten beträgt rund 90 000 Tonnen oder 30 Tonnen auf den Kilometer Bahnlänge. Der Gesamtwert der Eisenkonstruktionen dieser Brücken wird, mit den heutigen Marktpreise gerechnet, rund 50 Millionen Franken ausmachen. Einschliesslich des Unterbaues der eisernen Brücken und der massiven Brücken, sowie der Brücken mit einbetonierten Trägern, und schliesslich auch der Strassenbrücken, werden auf dem Netze der Schweizerischen Bundesbahnen schätzungsweise 250 Millionen Franken investiert worden sein.

Der mittlere Bedarf an Eisenkonstruktionen für Brücken und Dächer der Schweizerischen Bundesbahnen überschreitet in der Regel 2000 Tonnen für ein Jahr nicht. Diese Leistung können unsere Eisenbaufirmen, deren Leistungsfähigkeit rund 20 000 Tonnen beträgt, mit Leichtigkeit herausbringen. Zurzeit erwächst ihnen aus der Beteiligung an der Lieferung von Eisenkonstruktionen für Fahrleitungen, Hochspannungsleitungen und Gerüste für Freiluft-Unterwerke ein namhafter Zuwachs an Arbeit, wird doch das hierfür benötigte Gesamtgewicht an Eisenkonstruktionen nach vollständiger Elektrifizierung des Netzes der Schweizerischen Bundesbahnen rund ⅔ des Gewichtes aller eisernen Brücken ausmachen. Abgesehen hiervon erwächst den Eisenbaufirmen aus den neueren Anschauungen in der Brückenbaukunst doch ein Verlust an Arbeitsgebiet; erstens müssen sie sich mit zahlreichen Schlossereien in die Lieferung

von Eisenkonstruktionen für die elektrische Ausrüstung des Netzes teilen, zweitens werden die kleineren Brücken sozusagen ausschliesslich mit einbetonierten Trägerdecken, für die die Verwaltung die Träger kauft, versehen und schliesslich hat sich bei grösseren Bauten der Massivbau als durchaus wettbewerbsfähig erwiesen.

Ueber die seit dem Jahre 1850 in der Schweiz für fertig aufgestellte Brücken bezahlten Preise gibt die Abb. 47 Aufschluss. Ein Tiefstand war im Jahre 1904 zu beobachten, während von den beiden Höchstständen, der eine in der Zeit des sog. Eisenbahnbaufiebers um 1875 und der zweite auf das Ende des Weltkrieges im Jahre 1918 fällt. Zurzeit sind für fertig aufgestellte Eisenbauten dieselben Preise wie beim Beginn unseres Eisenbahnbaues zu bezahlen.

**4. Die Brückenbauten in den Jahren 1902—1914.**

Als erste Periode des Brückenbaues unter dem Wirken der Verwaltung der Schweizerischen Bundesbahnen darf wohl die Zeit bis zum Beginn des Weltkrieges bezeichnet werden. Es ist die Zeit einer gedeihlichen und verhältnismässig ruhigen Entwicklung, gekennzeichnet durch einen raschen Aufschwung des Verkehrs und durch gute wirtschaftliche Verhältnisse im Lande. Es ist daher auch natürlich, dass in dieser Zeit der Bau kostspieliger Tunnel, sowie einiger neuer Eisenbahnlinien fiel, wie der Simplontunnel (19,803 km), der Linie Uznach-Wattwil (Rickentunnel 8,603 km), der neuen Hauensteinlinie (neuer Hauensteintunnel, 8,135 km) und der Brienzerseebahn (Interlaken Ost-Brienz). Daneben gelangten auch zahlreiche Verbesserungen des Bahnnetzes zur Ausführung, wie die Anlage von zweiten Geleisen, sowie der Ausbau und Neubau von Bahnhöfen. Die Vermehrung der Tragfähigkeit der vorhandenen Brücken mag etwas knapp gehalten worden sein; sie wurde aber durchaus nicht vernachlässigt und hatte vorderhand zum Ziel, die von den Privatbahnen noch als rückständig übernommenen Arbeiten weiterzuführen und abzuschliessen. Dabei war man der Auffassung, dass die früheren Verstärkungen gut und zweckmässig seien und auf lange Zeit hinaus genügen würden. Diesem Entwicklungsgang folgend, möchten wir daher nunmehr zuerst diejenigen Brückenbauten charakterisieren, die sich auf den Ausbau des vorhandenen Netzes beziehen und hierauf zu den Brückenbauten der Neubaulinien übergehen.

*a)* Bei den Brückenbauten, die im Zusammenhang mit dem Ausbau des vorhandenen Netzes stehen, überwog, wie vordem, zunächst fast ausschliesslich der Gedanke, die alten vorhandenen Bauten zu belassen und deren Bestand durch Verstärkung zu sichern. Dies war durchaus natürlich; einerseits hatten die Privatbahnen diesen Weg mit Rücksicht auf die sonst vorzunehmenden Amortisationen und auf das geltende Rechnungsgesetz gewählt, anderseits war bei den verhältnismässig kleinen Lastannahmen eine Verstärkung der Brücken oft zweifellos am wirtschaftlichsten, wenn Betrachtungen bezüglich Unterhalt und voraussichtliche Lebensdauer ausser acht gelassen wurden. So kam noch im Jahre 1907 die Verstärkung zweier grösserer Talbrücken bei Zweideln (Glattbrücke) und bei Embrach (Wildbachbrücke) der Linie Winterthur-Koblenz zur Ausführung; indessen nicht mit dem gewünschten finanziellen Erfolg — was auch schon bei den Privatbahnen hin und wieder eingetreten war —, indem mit geringen Mehrauslagen neue, bessere Brücken hätten erstellt werden können. Für die Tonne Verstärkungsmaterial waren rund Fr. 800 zu bezahlen, wobei gleichzeitig bedeutende betriebliche Schwierigkeiten in Kauf genommen werden mussten, die bei einer Auswechslung der eisernen Ueberbauten entfallen wären. Viele frühere Verstärkungsprojekte wurden aber bald infolge zu grosser Kosten fallen gelassen, wozu die zuvor erwähnte Massnahme der Generaldirektion, die Berechnungslasten um 20% über diejenigen der Brückenverordnung vom Jahre 1892 zu erhöhen, wesentlich beitrug, indem dadurch die Verstärkungsarbeiten verhältnismässig umfangreicher und daher teuer ausfielen. Ueberdies wurde dem Grundsatz nachgelebt, dass alle Teile der Eisenbauten eher reichlich zu bemessen seien.

Von den ausgewechselten Eisenkonstruktionen dieser Zeit sind besonders die Ersatzbrücken des Eisenbahnviaduktes bei Brugg (Abb. 48) zu erwähnen, deren Erstellung in Verbindung mit dem Bau der zweiten Spur auf der Bötzberglinie erfolgte. Die Vorschläge, die dahin zielten, bei diesem Brückenumbau Stein in Anwendung zu bringen, werden weiter unten berührt. Im weiteren ist die Thurbrücke bei Müllheim anzuführen, die ebenfalls in Verbindung mit dem Bau der Doppelspur Winterthur-Romanshorn ausgeführt wurde. Ein weiterer, grösserer Bau bildete die Auswechslung der Ueberbauten der Thurbrücke bei Andelfingen (Abb. 49), deren Auflagerung auf den schmalen Widerlagern vermittels der vollwandigen Endquerträger erfolgt. Die Brückenbreite wurde nämlich so gross gewählt, dass die Hauptträger über die Fahrbahn hervorstehen konnten, um so entgleiste Züge vor dem Herabstürzen über die Brücke zu bewahren. Einmal hat ja in der Tat diese Brückenanordnung einen Zug vor einem Sturz in den Rhein bewahrt (Rheinbrücke bei Basel der Verbindungsbahn, 1880). Wir sind aber heute der Auffassung, dass ein dichter Schwellenbelag Hölzer 25×25×250 cm in Abständen von 60 : 65 cm, mit Füllschwellen und Führungsschienen einen ebenso guten, wenn nicht besseren Schutz bieten.

Ein sehr interessanter Umbau bildete auch der Ersatz der eisernen Röhrenpfeiler der Thurbrücke bei Ossingen (Abb. 13), durch gleichfalls eiserne Pfeiler, die aus Profileisen zusammengesetzt wurden. Hierbei kam ein Hilfspendeljoch zur Verwendung.

Eine bedeutende brückenbautechnische Leistung bildete die Auswechslung der eisernen Ueberbauten der Limmatbrücke oberhalb Wettingen, die insbesondere wegen der zu bewegenden grossen Gewichte der Erwähnung verdient (Abb. 50). Auf der Nebenlinie Glarus-Linthal wurden drei grössere Brücken mit neuen eisernen Ueberbauten versehen, wovon eine 65 m Stützweite aufweist. Als grösste Brücke mit *einer* Spannweite von 70 m kam ferner die Rhonebrücke bei Massongex (Abb. 51) anlässlich des Baues der zweiten Spur zwischen Villeneuve-Martigny zur Ausführung. Als der grösste im Jahre 1908 ausgeführte Verstärkungsbogen ist derjenige der Inschireussbrücke bei Amsteg (Abb. 52) zu nennen. Bedeutende derartige Verstärkungen sind auch bei der Kerstelenbach-, Mittleren Maienreuss- und Polmengobrücke usw., ausgeführt worden (Abb. 53 und 54). Schliesslich soll noch die Tössbrücke bei Töss erwähnt werden, die die grössten neueren, vollwandigen Träger erhalten hat (2 × 28 m) (Abb. 55).

Neben diesen grösseren Bauten gelangte eine bedeutende Anzahl kleinerer Brücken zur Auswechslung. Vom Jahre 1905 an wurden beim Ersatz kleinerer eiserner Brücken in immer steigendem Masse

einbetonierte I-Träger verwendet, die sich in den uns umgebenden Ländern bereits vorteilhaft eingeführt hatten. Ein Jahrzehnt vorher hatte Ingenieur Elskes bereits kleinere Brückentafeln in Eisenbeton ausführen lassen, erstmals im Jahre 1895, zum Teil mit bestem Erfolg. Ausgeführt wurden 15 solcher Objekte mit Spannweiten von 2,5 bis 5 m; sie befinden sich noch heute in betriebenen Geleisen. Wenn bei den späteren Bauten kleinerer Brückentafeln die Eisenbetonbauweise ganz beiseite gestellt wurde, so hat das seinen Grund darin, dass die Bauweise mit I-Trägern bei Betriebsgeleisen ausserordentlich bequem ist und gestattet, auch die überbrückten Strassen und Wege frei zu lassen, da die Schalungen in zweckmässiger Weise an die Träger aufzuhängen sind, um den Beton von den Zugspannungen aus dem Eigengewicht zu entlasten. Die Vorteile dieser Bauweise wuchsen ganz bedeutend mit den im Jahre 1904 eingeführten breitflanschigen Differdingerträgern. Diese ermöglichen geringe Bauhöhen einzuhalten, was bei den hiesigen Bauten sozusagen ausnahmslos erforderlich ist.

Diese Bauweise verbreitete sich so rasch, dass heute von einer Normalbauart gesprochen werden kann, die sowohl in wirtschaftlicher, als auch in baulicher Hinsicht durchaus befriedigende Ergebnisse zeitigt.

*b)* In diesen Zeitraum fällt ferner die Erstellung einer namhaften Zahl von Unter- und Ueberführungen, die allerdings keine besonderen Merkmale aufweisen. Es darf aber doch hervorgehoben werden, dass insbesondere beim Bau der 2. Spur Winterthur-Romanshorn im Jahre 1906 bereits die ersten Ueberführungen in Eisenbeton entstanden sind, die noch heute als durchaus gelungene Bauten bezeichnet werden dürfen, dank der sorgfältigen Projektierung derselben. In den Jahren 1910—1914 sind dann beim Bau der zweiten Spur Winterthur-St. Gallen, unter Leitung von Ing. *Rühl,* alle neuen Ueberführungen in Eisenbeton erstellt worden, und zwar mit bestem wirtschaftlichem Erfolge. Ein Verzeichnis dieser und anderer ähnlicher Bauten, mit den wichtigsten Angaben, ist in der beigefügten Abb. 56 enthalten. Abb. 56 a bis e stellen einige derartige Bauwerke im Bilde dar. Für die Ueberführung von Wegen und zur Verbindung von Quartieren kamen zahlreiche eiserne Passerellen zur Ausführung, die aber keine Besonderheiten aufweisen.

Als bedeutendste Ueberführungen sind diejenigen der Stauffacherstrasse im Wilerfeld bei Bern und der Münchensteinerstrasse in Basel zu nennen, deren konstruktive Durchbildung neueren Ansichten aber nicht mehr ganz entspricht. Ferner wurde eine grosse Ueberführung in Brunnen, als gemischter Bau, und zwar Eisenbeton, für die Zufahrtsrampen und Eisen für die Ueberbrückung der Geleise, erstellt. Erwähnenswert sind auch mehrere Ueberführungen über einen viergeleisigen Einschnitt beim neuen Bahnhof Biel.

Abgesehen von der Unterführung der Ouchystrasse [2]) im Bahnhof Lausanne, sind in diesem Zeitabschnitt keine steinernen Brücken ausgeführt worden, obschon bereits im Jahre 1903 eine scharfe Aussprache darüber stattfand, ob der Ersatz der Ueberbauten der Aarebrücke bei Brugg nicht besser so vorzunehmen wäre, dass zwischen die bestehenden Pfeiler ein massiver Bau eingeschaltet würde. Der felsige Untergrund liegt bei dieser Brücke offen zutage, so dass eigentlich die Bedingungen für einen Steinbau gegeben gewesen wären, ganz besonders auch im Hinblick auf den Ausbau von Einspur auf die Doppelspur. Die hohen Anforderungen, die an einen solchen Massivbau gestellt wurden und der Tiefstand der damaligen Preise für derartige Eisenbauten liessen die Wahl des Eisenbaues einigermassen als gerechtfertigt erscheinen. Immerhin konnte sich niemand des Eindruckes erwehren, dass bei dieser Sachlage der Steinbau für Ersatzbauten bei unseren Linien nicht mehr in Frage kommen könne. Heute wäre der Ausgang der Streitfrage sicher ein anderer, indem sich an den damaligen Projekten für Massivbrücken gewisse Abänderungen im Sinne erheblicher Verbilligungen erzielen liessen, wobei die Güte der Bindemittel auch von Einfluss wäre. Die Frage, ob Stein oder Eisen bei Brückenumbauten zu wählen sei, wird später nochmals berührt.

*c)* Von den *Brückenbauten, die mit dem Bau neuer Linien* zusammenhängen, sind hervorzuheben, auf der *neuen Hauensteinlinie* der steinerne Viadukt bei Gelterkinden, die Aarebrücke bei Olten (Abb. 57) und die Ueberführung über die Staatsstrasse zwischen Sissach und Gelterkinden. Diese Objekte sind in der Literatur bereits beschrieben worden. Es ist nur zu bemerken, dass die zuletzt genannte Ueberführung, als dichten Abschluss über der darunter liegenden Strasse, eine Blechdecke erhielt, um das Durchfallen von Unreinigkeiten usw. zu verhindern. Diese seit dem Jahre 1897 beliebte und besonders bei Brücken in Bahnhöfen angewendete Bauart dürfte aber wohl bei diesem Bau zum letztenmal angeordnet worden sein, da es sich in den letzten Jahren gezeigt hat, dass der Unterhalt der durch Oberbau und Längsträger abgeschlossenen Blechdecke fast unmöglich ist. Die andauernde Feuchtigkeit und der sich ansammelnde Schmutz verursachen Verrostungen selbst an den Hauptträgern, die kaum aufzuhalten sind. Im Verlaufe von 15 bis 20 Jahren rosten solche Decken, die 5—6 mm Stärke haben, durch. Der Erwähnung verdienen zwei aus Stein erstellte, hübsche, gewölbte Ueberführungen bei Gelterkinden.

Auf der Brienzerseebahn kam eine grosse Zahl steinerner Brücken sowohl für die Bahn als auch für überführte Wege zur Ausführung, die jedoch keine Besonderheiten bieten und übergangen werden müssen. Hervorzuheben ist indessen die Aarebrücke bei Interlaken-Ost, deren Mittelöffnung 92,8 m beträgt und deren Fundierung interessante Verhältnisse aufweist. Abb. 58 lässt die Bedeutung dieses Bauwerkes erkennen. Die hohe Lage der Mittelöffnung wurde mit Rücksicht auf die Schiffahrt angeordnet. Die allgemeine Erscheinungsform des sehr exponierten und an besuchter Stelle gelegenen Objektes ist nicht in jeder Hinsicht befriedigend. Ein Wettbewerb wäre für diesen Brückenbau durchaus angezeigt gewesen.

Auf den übrigen Neubaulinien, wie der Rickenbahn und der Zufahrten zum Simplontunnel, sind grössere Brückenbauten nicht nötig geworden.

### 5. Die Brückenbauten und sonstigen Arbeiten in den Jahren 1914 bis 1918.

Der plötzliche Kriegsausbruch im Jahre 1914 hatte bei den Schweiz. Bundesbahnen eine sofortige Einstellung aller Bauarbeiten zur Folge. Während die Bauarbeiten vorher den Verkehrsanforderungen kaum nachzufolgen vermochten, erlitten sie einen Unterbruch, wie er vorher kaum hätte ausgedacht werden können. Erst nach und nach gelangten die Bauarbeiten wieder langsam in Gang und die begonnenen Arbeiten konnten mit der Zeit abge-

schlossen werden, so z. B. die grossen Unterführungen im Bahnhof Biel, wo die grösste mit einbetonierten Trägern erstellte Brücke zur Ausführung kam. (Lichtweite = 19,3 m, Stützweite = 20,6 m). Die Inangriffnahme neuer Bauten musste infolge des ganz darniederliegenden Verkehrs unterbleiben. Dazu kam noch, dass die Kriegführenden sich immer mehr gegen die Schweiz abschlossen und das für Bauzwecke erforderliche Eisen nur zu ausserordentlich hohen Preisen lieferten. Gegen den Schluss der Kriegszeit musste die Tonne Baueisen mit rund Fr. 1000 bezahlt werden, gegenüber Fr. 170 für die Tonne vor dem Kriege. Der höchste für eine fertig montierte Eisenkonstruktion bezahlte Preis betrug Fr. 1600 für die Tonne. (Strassenbrücke bei Romont, Vergebung im April 1918.)

*a)* Hinzu kamen noch eine Kohlennot und eine Kohlenteuerung, wie sie nie für möglich gehalten wurde. Handel und Wandel litt ausserordentlich unter der hierdurch erforderlich gewordenen Einschränkung des Zugsverkehrs, was zur Folge hatte, dass schliesslich eine sogenannte Notelektrifikation beschlossen wurde, die darin bestund, dass die Linien Bern-Thun (Einphasen-Wechselstrom) und Sitten-Brig (Drehstrom) alsbald mit Fahrleitungen ausgerüstet und mit von benachbarten Strecken stammenden Lokomotiven betrieben wurden. Um den Verkehr der schweren elektrischen Lokomotiven der Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn auf der Strecke Bern-Thun zu ermöglichen, musste die Aarebrücke bei Uttigen ersetzt werden, was zunächst für ein Geleise geschah (Abb. 59). Die Eisenkonstruktion kostete Ende des Jahres 1917 bereits Fr. 1500 für die Tonne.

Ferner wurde der Beschluss gefasst, die kurz vor dem Kriegsausbruch bereits beschlossen gewesene Elektrifikation der Gotthardlinie nun trotz der Ungunst der Zeiten sofort in Angriff zu nehmen, wozu allerdings in erster Linie die Kraftwerke erstellt werden mussten.

*b)* In brückenbautechnischer Hinsicht brachten die obgenannten Jahre ein eingehendes Studium der Kriegsbrücken, auch wurden erhebliche Anschaffungen solcher Träger gemacht. Die Frucht des umfassenden Studiums dieser Angelegenheit ist vom Verfasser in einem vor den Sektionen Bern und Zürich des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins gehaltenen Vortrage niedergelegt worden.

*c)* Sodann gestattete das Zurückhalten mit den Bauarbeiten gewissermassen ein Besinnen auf die Grundlagen der Brückenbaukunst. Es reifte der Gedanke, die Brückenbauten in vermehrtem Masse experimentell zu prüfen, sei es durch Spannungsmessungen, sei es durch andere Prüfungsmethoden, wozu bereits verschiedene heikle Fragen, wie z. B. diejenige der Berechnung von Längsträgeranschlüssen, Anlass gegeben hatten. Auf diesem Wege führte insbesondere die bei der Aufstellung der Grundlagen für den Bau der elektrischen Lokomotiven aufgeworfene Frage weiter, ob bei dieser Traktionsart die dynamischen Wirkungen geringer seien, als bei Dampflokomotiven. Bekanntlich sind wir damals zu einer verneinenden Antwort gelangt, wie dies aus unserer Abhandlung über die Frage der Stossbeiwerte hervorgeht.

Die zuvor erwähnten Untersuchungen über die Längsträgeranschlüsse, die sich auch auf Erprobungen von Versuchsstücken in der Materialprüfungsanstalt der Eidg. Technischen Hochschule gründeten, führten zu der Ueberzeugung, dass die Anschlüsse nach amerikanischem Muster die zweckmässigsten sein werden, wobei die Profile mit vollem Querschnitt, also ohne Ausklinkungen, an die Anschlussstelle heranzuführen sind.

*d)* Den Grund zu einer weiteren besonderen Aufgabe, die in diesen Jahren zu lösen war, bildeten die Bewegungen bei den Uferpfeilern der Rheinbrücke bei Eglisau der Linie Eglisau-Schaffhausen. Schon bald nach der Vollendung dieses Brückenbaues wurde festgestellt, dass die an die grosse Mittelöffnung anschliessenden Gewölbe Risse bekamen, und dass die Köpfe der Uferpfeiler sich näherten. Der zeitliche Verlauf dieser Bewegung schien einen parabolischen Charakter zu haben, also mit immer mehr abnehmendem jährlichen Zuwachs. Im Jahre 1916 wurde aber erkannt, dass diese Bewegungen sprungweise wieder zuzunehmen begannen, weshalb ernstlich auf Abhilfe gesonnen werden musste. Um einen Stillstand derselben herbeizuführen, kam der Verfasser dieser Zeilen zur Auffassung, dass eine sogenannte Verspannvorrichtung nicht nur als die zweckmässigste, sondern auch als die billigste Lösung der Aufgabe zu betrachten sei. Ihre Wirkung besteht darin, dass die bei den Uferpfeilern mangelnden Gegenschübe auf einfache Art durch ein Hebelgewicht erzeugt werden. Dieses unscheinbare, im Gesamtbild der Brücke gar nicht auffallende Hebelgewicht drückt beim beweglichen Auflager des Ueberbaues einerseits auf die Stirnmauer des dortigen Uferpfeilers, anderseits auf den Untergurt des eisernen Ueberbaues, der den Schub auf den andern Uferpfeiler überleitet und dort beim festen Lager abgibt. Die bisherigen Beobachtungen (Abb. 60) lassen erkennen, dass es tatsächlich gelungen ist, die Annäherung der Köpfe der Uferpfeiler zum Stillstand zu bringen. Das Schema der Wirkungsweise des Hebelgewichtes ist in vorgenannter Abbildung enthalten. Bei geraden Untergurten bewirkt die Verspannvorrichtung zugleich eine Entlastung des Untergurtes und stellt damit gleichzeitig eine mittelbare Verstärkung dar. Diese vom Verfasser ersonnene Verspannvorrichtung wurde auch beim Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburgbahn angewendet. Diese Anwendung ist gleichfalls in der «S. B. Z.» [3]) beschrieben. Beizufügen ist, dass die erstmalige Anwendung der Verspannvorrichtung beim Eglisauerviadukt allgemeinem Unglauben an den Erfolg und die Wirkungsweise begegnete, selbst als der gute Einfluss sich bereits bemerkbar machte. Gewichtige Opposition und Vorschläge für andere Lösungen drohten anfänglich die Ausführung zu verunmöglichen. Die entschiedene Stellungnahme von Herrn Oberingenieur *Lüchinger* der Firma *Locher & Cie.*, in Zürich, führte dann aber zur endgültigen Annahme der begründeten Vorschläge des Verfassers.

In Anlehnung an die von *Perkuhn* vorgenommenen Untersuchungen an Eisenbetonbrücken sind im Jahre 1917 gleichfalls gründliche Prüfungen solcher Bauten durchgeführt worden.

An dieser Stelle ist noch die Linthbrücke bei Schwanden (Abb. 61) zu erwähnen, die in den Jahren 1918/19 erstellt wurde, und eine der flachsten, grösseren steinernen Brücken unseres Netzes ist. In dem Abschnitt über Messungen werden wir kurz darauf zurückkommen.

### 6. Die Brückenbauten in den Jahren 1918 bis 1926.

Mit dem Einsetzen der Elektrifikation der Linien der Schweizerischen Bundesbahnen wurde der Entschluss gefasst, sämtliche eisernen Brücken nachzu-

rechnen und allenfalls zu verstärken, und zwar nach den Normen, die im Abschnitt 2 dargelegt sind. Hierbei war die Auffassung wegleitend, dass eine solche Nachrechnung doch nicht umgangen werden könne, angesichts der im Laufe der letzten 15 Jahre angewendeten verschiedenartigen Berechnungsgrundlagen und Berechnungen überhaupt und im Hinblick darauf, dass diese Arbeit auch bei der Beibehaltung des Dampfbetriebes eigentlich hätte durchgeführt werden müssen, weil die wirklichen Lokomotivgewichte die rechnerisch angenommenen Gewichte bei der Mehrzahl der ältern Brücken überschritten hatten. Sodann konnte man an der durch Versuche nachgewiesenen Tatsache nicht vorbeigehen, dass die elektrischen Lokomotiven trotz des theoretisch mehr oder weniger ausgeglichenen Triebwerkes keine wesentlich geringeren Stosswirkungen ausüben als die neueren, gut ausbalancierten Dampflokomotiven. Die wesentliche Erhöhung des Triebachsdruckes von 17 auf 20 Tonnen konnte daher nicht ohne weiteres zugelassen werden. Damals waren allerdings noch keine elektrischen Lokomotiven mit Einzelachsantrieb vorhanden, die allem Anschein nach, infolge Wegfall der Stangenantriebe, doch günstiger als gleich schwere Dampflokomotiven sein dürften. Hierin liegt bei einer künftigen, weiteren Steigerung der Lokomotivgewichte eine stille Reserve.

*a)* Die vorstehenden Ueberlegungen haben sich schon bei der Durchführung der Nachrechnungen der Brücken der *Gotthardlinie* bestätigt. Dort waren besonders die Brücken der tessinischen Talbahnen wiederholt verstärkt worden und die Belastungsgrundlagen waren innert den Jahren 1882 bis 1909 nicht weniger als sechsmal gewechselt worden. Es stellte sich heraus, dass eine grössere Anzahl von eisernen Brücken der sogenannten provisorischen Belastungsnorm nicht genügten. Vielfach waren zwar nur kleinere Mängel im Spiele, wie fehlende Versteifungen, unzureichende Vernietungen und ungenügende Verbände und Anschlüsse; in der grösseren Anzahl der Fälle stellten sich aber die Ueberbauten in allen Teilen als zu schwach heraus. Diese letztere Brückengruppe wurde zum Ersatz vorgesehen, während die erste Gruppe, trotz gewissen Unzuträglichkeiten verstärkt wurde, unter Belassung von Ueberschreitungen der zulässigen Spannungen bis zu 30%, um die Kosten der Brückenverstärkungen auf ein erträgliches Mass zurückzuführen. Diese Rücksichtnahme war bei den Brückenarbeiten auf der Gotthardlinie noch aus ganz andern Gründen erforderlich; eine zu weitgehende und viel Zeit in Anspruch nehmende Brückenerneuerung hätte die rechtzeitige Aufnahme des elektrischen Betriebes in Frage gestellt und eine zu grosse Störung der in jener Gegend gleichzeitig im Bau befindlichen grossen Kraftwerke Amsteg und Ritom verursacht. Damals, gegen das Kriegsende, waren nämlich die Baumaterialien sehr schwer erhältlich und die Arbeitslöhne erreichten eine fabelhafte Höhe (bei Akkordarbeitern bis zu Fr. 4 für die Stunde), da es an guten Arbeitskräften mangelte. Diese hatten nämlich lohnende Beschäftigung in der Kriegsindustrie gefunden und waren für Bauarbeiten, für die in der Schweiz sonst italienische Staatsangehörige zugezogen werden, nicht zu haben.

Alle Reisenden, die der zahlreichen eisernen Brücken der Gotthardlinie gewahr wurden, haben sich wohl gefragt, warum trotz des vorzüglichen, am Platze zur Verfügung stehenden Granites beim Bau der Bahn das Eisen in so weitgehendem Masse für Brückenbauten gewählt wurde. Wie einleitend bemerkt wurde, rührt dies daher, dass das Eisen damals gewissermassen in der Mode war, und die leitenden Stellen waren der Auffassung, dass der Bau vieler grosser Steinbrücken eine Verzögerung in der Fertigstellung der Linie zur Folge hätte. Oberingenieur *Moser*, der den Bau der Nordrampe leitete, hat dem Verfasser diese Beweggründe seinerzeit bekannt gegeben und beigefügt, dass darum seine Bemühungen um die Ausführung von steinernen Brücken gescheitert seien. Ebenso seien seine diesbezüglichen Vorschläge beim Bau des zweiten Geleises nicht berücksichtigt worden. Wir fügen bei, dass damals wohl auch eine gewisse Scheu vor der Anwendung grösserer Gewölbe bestanden haben mag, und dass den Subventionsstaaten (Italien und Deutschland) Gelegenheit zu Lieferungen geboten werden wollte.

Alle diese Umstände haben heute keine Bedeutung mehr; ja, die Ungunst der Zeiten hat vielmehr, wie zuvor erwähnt, gerade dazu gedrängt, sich des eigenen, zu der bergigen und rauhen Landschaft so gut passenden Granitmaterials zum Bau von Gewölben zu bedienen.

Die gesamten Brückenarbeiten auf der zuerst elektrifizierten Linie über den Gotthard standen zwar in einem ungünstigen Zeichen. Im Hinblick auf die unerhörten Eisenpreise — für die auf Platz gelieferten, vorbereiteten Verstärkungseisen mussten bezahlt werden Fr. 800 bis 1000 für die Tonne und darüber hinaus Fr. 5 bis 8 für jeden auf dem Bauplatz eingezogenen Niet, einschliesslich Anpassen des Materials — gelangte man schon beim Beginn der Verstärkungsarbeiten dazu, diese nach Möglichkeit einzuschränken und dafür Ersatzbauten in Stein auszuführen, die in die vorhandenen Unterbauten eingebaut wurden. Diese Ersatzbauten sind infolge der damals rasch steigenden Lebenskosten und der dadurch bedingten Ausführung in Régie cointéressée zwar auch nicht billig zu stehen gekommen. Der Kubikmeter fertiges Mauerwerk kostete im Durchschnitt über Fr. 100. Die bei diesen Bauten gewonnenen Erfahrungen führten zu dem schönen Ergebnis, die Kunst des Umbaues von eisernen in steinerne Brücken immer mehr vervollkommnen zu können, so dass es heute wohl in den meisten Fällen gelingen dürfte, bei gutem Untergrund derartige Umbauten an Ort und Stelle vorzunehmen, unter weitgehender Verwendung des vorhandenen Unterbaues.

Zu den Einzelheiten der Brückenarbeiten auf der Gotthardlinie übergehend, ist zu bemerken, dass 37 grössere doppelspurige eiserne Objekte beibehalten und durchweg mehr oder weniger verstärkt und verbessert worden sind. Die *Verstärkungsarbeiten* bieten aber kein besonderes Interesse; grössere solche Arbeiten sind überhaupt nicht ausgeführt worden, weil, wie zuvor erwähnt, die Preisgestaltung eine zu ungünstige war und weitgehende Verstärkungen schliesslich doch die Erneuerung der Ueberbauten als zweckmässiger hätten erscheinen lassen. Hierfür wäre aber der Kriegswirren wegen das Eisen nicht erhältlich gewesen. Eine einzige Arbeit bildete eine Besonderheit, nämlich die Auswechslung der Flachlager der Rohrbachbogenbrücke bei Wassen. Derartige Flachlager dürften auf den grossen Einfluss zurückzuführen sein, den Prof. *Culmann* seinerzeit in der Schweiz ausübte. Er war der Auffassung, dass die Einschaltung von Kämpfergelenken nicht nötig sei und dass dadurch die Steifigkeit eines Bogens nur herabgemindert werde. Durch geeignete Formgebung des Bogens gelinge es meistens, die Lage der Stützlinien innerhalb die Kämpferfugen zu bringen, so dass ein Klaffen auch

ohne Verankerungen nicht eintrete. Bei der Rohrbachbrücke führte diese Anordnung aber zu einem merkwürdigen Vorkommnis. Die Bogenkämpfer Seite Göschenen stiegen auf den Auflagern im Laufe der Jahre 1882 bis 1884 um 65 mm in die Höhe entsprechend einer Bogenausweitung um 25 mm. Dies erfolgte durch die Wirkung des Horizontalschubes in Verbindung mit den wippenden Bewegungen der Kämpfer infolge der Zugsüberfahrten und der Temperaturänderungen. Der Aufwärtsbewegung wurde durch den Einbau von Anschlägen Einhalt getan. Wenn auch die Bogenausweitung zur Entlastung des Bogenuntergurtes erwünscht war, so wurde anlässlich des Ersatzes der Flachlager durch Gelenklager im Jahre 1921 der Bogenschub reguliert, und zwar mit der in Abb. 62 dargestellten Vorrichtung, zu der nähere Erläuterungen nicht erforderlich sind.

Was die massiven *Ersatzbrücken* anbelangt, so wurden auf der Gotthardlinie deren 12 mit einem Kostenaufwand von rund 3 Millionen Franken ausgeführt, die in der Abb. 63 dargestellt sind. Interessante Baustadien einzelner dieser Bauten zeigen die Abb. 64 (Göschenenreussbrücke), Abb. 65 (Ponte sul fiume Ticino presso Dazio Grande), Abb. 66 (Viadotto del Pianotondo) und Abb. 67 (Ponte sul Ticino presso Giornico), dessen eisernes Lehrgerüst aus den T-Gurtungen einer ausgewechselten Brücke bestund. Die Erläuterungen sind den Abbildungen selbst beigefügt. Die Ausführung aller dieser Bauten gestaltete sich verhältnismässig einfach, indem jeweilen das eine Geleise der Doppelspur unterbrochen wurde, um dort den Massivbau ausführen zu können. Hierbei wurden in der Regel die Fundierungen auf die ganze Brückenbreite ausgeführt, ebenso allfällige Pfeiler bis unter die eisernen Ueberbauten, worauf erst der eingeleisige Betrieb eingeführt wurde. Die eisernen Ueberbauten wurden, nachdem sie entlastet und von allen nicht unbedingt nötigen Traggliedern befreit waren, gehoben und als Dienst- und Aufhängegerüst für die Lehrbogen benützt.

Gleichzeitig wurden rund 60 Objekte mit Spannweiten bis zu 16 m mit einbetonierten Schienen oder Trägern versehen, was eine Ausgabe von etwa 2 Millionen Franken versursacht hat. Hierbei wurde nach Möglichkeit darnach getrachtet, die vorhandenen frei gewordenen Träger zu verwenden, und zwar in der Weise, dass die Träger gleich weiter Brücken in genügender Anzahl (4 bis 6) zusammengenommen, oder vereinzelt auch durch neue Träger ergänzt wurden. Auch wurde zum Teil so vorgegangen, dass zuerst die Trägerdecke für das eine Geleise mit neuen Trägern erstellt und die dann frei gewordenen Träger mit den beiden Trägern des zweiten Geleises zusammen einbetoniert wurden. Diese Verfahren der Verwendung des Materials an Ort und Stelle sind zweifellos sehr wirtschaftlich und stellen eine der besten Verwendungen des Altmaterials dar, da Anpassungsarbeiten und Transporte entfallen. Es kamen auf diese Weise Fachwerkträger bis 16 m Stützweite zum Einbetonieren. Infolge der grossen Materialknappheit wurden auch T-Gurtungen zu Trägern zusammengenietet und einbetoniert. Dieses Verfahren war angängig im Hinblick auf das ungünstige Verhältnis des Eisenpreises zu Arbeitslöhnen, das damals 2 : 1 bis 3 : 1 betrug.

*b)* Im Anschluss an die Brücken der Gotthardlinie kamen diejenigen der eingeleisigen *Cenerilinie Bellinzona-Lugano-Chiasso* zum Umbau. Die Brücken der Nordrampe von Giubiasco bis Rivera Bironico wurden hierbei gleichzeitig zweigeleisig ausgebaut, um die Doppelspur bis zur Ausweichstation «Al-Sasso» legen zu können. Die gewölbten Brücken bilden, von der Tessinebene aus gesehen, eine reizvolle Bereicherung des Talhanges. Eine einzige Brücke wurde mit eisernen Ueberbauten belassen, nämlich die Morobbiabrücke bei Giubiasco. Da auf der Gotthardlinie bereits einige Brücken mit gleich ausgebildeten Ueberbauten umgebaut waren, wurde bei der genannten Brücke die Verstärkung so bewirkt, dass jedem Ueberbau ein weiteres Paar gleicher Hauptträger beigefügt wurde; jede Geleisebrücke besitzt daher jetzt kastenförmige Hauptträger, auf die eine neue Fahrbahn aufgesetzt wurde. Dieses Vorgehen ist nicht neu; es wurde bereits im Jahre 1894 von Ingenieur Elskes beim Umbau der Brücke über die alte Aare bei Aarberg ($l$ = 42 m, 1894) (Abb. 68) angewendet, wobei die unten liegenden Querträger gelenkig gelagert wurden. Solche Querträger sind von dem Genannten noch bei zwei andern Brücken angewendet worden, nämlich der Brücke über die Broye bei Châtillens ($l$ = 27,5 m, 1894) und der Birsbrücke bei Moutier ($l$ = 20 m, 1894). Im übrigen wurden die neun vorhandenen grösseren, eingeleisigen, eisernen Brücken durch zweigeleisige, massive Brücken ersetzt, deren Abmessungen aus der Abb. 69 hervorgehen.

Von den drei grössten gewölbten Brücken geben die Abb. 70, 71, 72 und 73 eine Vorstellung. Die Fundierungen bereiteten im allgemeinen, trotz der felsigen Gegend, viel Arbeit, weil der Untergrund zerklüftet und verwittert war; so insbesondere bei der Selviaggiabrücke. Die Abb. 74, 75, 75 a und 76 zeigen je ein interessantes Baustadium der vorgenannten Brücken.

Ueber die Preise und Ausmasse aller in den Jahren 1918 bis 1921 ausgeführten massiven Brücken gibt nachstehende Tabelle Auskunft.

*c)* Bei der *Elektrifikation der weiteren Linien,* die eigentlich gleichfalls zu den Notstandsarbeiten zählt, konnte das Vorgehen, das bei den Brückenbauten der Strecke Erstfeld-Chiasso eingeschlagen worden war, vollständig beibehalten werden. Sämtliche eisernen Brücken der zu elektrifizierenden Strecken, die auf Ende des Jahres 1928 eine Länge von rund 1660 km ereichen, werden damit auf einer einheitlichen Grundlage behandelt sein. Fatalerweise wird gleichzeitig das Strassennetz zugunsten der Automobile, aber auf Kosten der Allgemeinheit so verbessert und ausgebaut, dass den kaum wieder ins Gleichgewicht gekommenen Finanzen der Eisenbahnen ein neuer schwerer Schlag versetzt und der Nutzen der Elektrifikation stark herabgesetzt wird.

Bei den weiteren Umbauten wurde zunächst allerdings die Frage geprüft, ob es, wie auf der Gotthardlinie, angezeigt sei, in allen Fällen, wo guter Baugrund vorhanden ist, die eisernen Brücken durch Stein, Beton oder Eisenbeton zu ersetzen. Da die Verhältnisse auf dem Eisenmarkt inzwischen wieder normale geworden waren, gebot die Rücksichtnahme auf die zahlreichen Eisenbaufabriken, dass im allgemeinen nicht zum vorneherein grundsätzlich zugunsten der Massivbrücken entschieden werden dürfe, sondern, dass von Fall zu Fall solche mit eisernen Brücken in wirtschaftlicher Hinsicht verglichen werden müssen.

Allerdings hat es sich in letzter Zeit mehr und mehr herausgestellt, dass im allgemeinen bei gutem Baugrund beide Bauweisen ungefähr gleiche Ausgaben erfordern. Zu diesem Ergebnis haben nicht

## Kubaturen und Kosten der in den Jahren 1918—21 neu erstellten steinernen Brücken.

| BRÜCKE | km | Fundationen inkl. Aushub | | Uebriges Mauerwerk inkl. Abdeckung etc. | | Total Kosten | Sichtbar umbauter Raum | Kosten pro m³ sichtbar umbauten Raumes ohne Fundationen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Mauerwerk | Kosten | Mauerwerk | Kosten | | | |
| | | m³ | Fr. | m³ | Fr. | Fr. | m³ | Fr. |
| Strahllochbrücke . . . . . | 64.173 | 50 | 12 000 | 768 | 122 000 | 134 000 | 1 360 | 90.— |
| Steinkehlebrücke . . . . . | 68.858 | 6 | 1 000 | 355 | 51 000 | 52 000 | 465 | 110.— |
| Ahornkehlebrücke . . . . . | 68.910 | 13 | 2 000 | 357 | 51 000 | 53 000 | 465 | 110.— |
| Ribistöcklikehlebrücke . . . . | 69.760 | 40 | 4 000 | 193 | 25 000 | 29 000 | 230 | 109.— |
| Göschenerreussbrücke . . . . | 70.240 | 370 | 167 000 | 9460 | 1062000 | 1229000 | 13 800 | 77.—* * 23 m Brückenbreite |

## Cubatura e spese per i nuovi ponti in pietra eretti negli anni 1918—21.

| PONTE | Chil. | Fondazioni compreso lo scavo | | Rimanente muratura compresa la copertura ecc. | | Totale delle spese | Spazio occupato visibile | Spesa per m³ dello spazio occupato visibile senza fondazioni |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Muratura | Spesa | Muratura | Spesa | | | |
| | | m³ | Fr. | m³ | Fr. | Fr. | m³ | Fr. |
| Bocerina . . . . . | 98.428 | 280 | 7 000 | 530 | 45 000 | 52 000 | 440 | 102.— |
| Ticino presso Dazio grande . . | 98.510 | | 9 480 | 1400 | 227 880 | 238 360 | 2 450 | 93.— |
| Ticino presso Freggio . . . . | 101.142 | 330 | 16 640 | 730 | 101 510 | 118 150 | 915 | 111.— |
| Riale Calonico e Scaretta . . | 112.542 | 230 | 13 200 | 650 | 64 700 | 77 900 | 695 | 93.— |
| Piano-tondo . . . . . | 115.180 | 1800 | 58 000 | 5400 | 513 300 | 571 300 | 4 100 | 125.— |
| Travi . . . . . | 117.716 | 825 | 30 500 | 1655 | 171 400 | 201 900 | 1 600 | 107.— |
| Ticino presso Giornico . . . | 119.376 | 840 | 106 000 | 2115 | 238 000 | 344 000 | 2 510 | 95.— |
| Valle Ponticello . . . . . | 156.469 | 720 | 12 100 | 1240 | 118 300 | 130 400 | 1 000 | 118.— |
| Valleggio Galli . . . . . | 156.637 | 580 | 11 300 | 1890 | 160 000 | 171 300 | 1 730 | 93.— |
| Valleggio di Vigana . . . . . | 156.762 | 290 | 6 860 | 600 | 52 330 | 59 190 | 530 | 99 — |
| Riale Trotta . . . . . | 157.881 | 260 | 4 890 | 920 | 89 850 | 94 740 | 780 | 115.— |
| Riale Calaschi . . . . . | 157.969 | 450 | 9 025 | 1270 | 125 330 | 134 355 | 1 160 | 108.— |
| Valle Selvaggia . . . . . | 158.068 | 2000 | 45 470 | 3840 | 438 500 | 483 970 | 3 580 | 122.— |
| Val Torino . . . . . | 158.595 | 470 | 10 350 | 1280 | 131 110 | 141 460 | 1 400 | 94.— |
| Valle di Robasacco . . . . . | 160.816 | 1545 | 76 625 | 3890 | 381 825 | 458 450 | 4 390 | 87.— |
| Riale Rovanesco . . . . . | 162.580 | 520 | 22 900 | 2240 | 256 040 | 278 940 | 2 220 | 115.— |

## Erstellungspreise 1918—21. Prezzi di costruzione 1918 21.

| | Fr. pro m³ |
|---|---|
| Fundamentaushub in Erde . . . Scavo di fondazione in terra | 4— 12 |
| Zuschlag für Fels . . . . . Soprassoldo per scavo in roccia | 16— 35 |
| Fundamentbeton (150 kg Zement) . . Calcestruzzo per fondazioni (150 chil. di Cem. Portl.) | 48— 58 |
| Rauhes Bruchsteinmauerwerk . . Muratura rustica | 45— 65 |
| Häuptiges Bruchsteinmauerwerk . Muratura a faccia vista | 55 - 70 |
| Rauhes Quadermauerwerk . . . Muratura in pietra dataglio sbozzata | 170—190 |
| Reines Quadermauerwerk . . . Muratura in pietra da taglio lavorata | 200—220 |
| Gewölbe aus häuptigen Bruchsteinen Volti in muratura a faccia vista | 130—160 |
| Gewölbe aus Spitzsteinen . . . Volti in muratura di pietrame sbozzato | 165—195 |

| | Fr. pro m³ |
|---|---|
| Gewölbe aus Schichtenmauerwerk (Stirnkranzsteine . . . . . | 200—220 |
| Volti in muratura di pietra lavorata in corsi (armilli) | |
| Asphaltabdeckung . . . . . pro m² Lastre isolanti di asfalto | 20 - 30 |
| Abdeckung in Portlandzementmörtel über dem Asphalt . . . . . pro m² Cappa in malta di cemento sull'asfalto | 6 - 8 |
| Sandschichte . . . . . Strato di sabbia sopra la cappa in malta | 18— 23 |
| Verputz der Innenflächen von Mauern in Mörtel . . . . . pro m² Intonaco in malta di cemento delle superfici interne dei murri | 6—7.50 |
| Steinschüttung über dem Gewölbe . . . . Riempimento sopra i volti con pietrame | 6— 10 |

zum geringsten Teil die für neue Objekte anzunehmenden hohen Belastungsannahmen beigetragen. Im Massivbrückenbau ist nämlich eine Steigerung der Belastungen von viel geringerem Einfluss auf die Kosten als bei eisernen Brücken, welcher Umstand ja besonders bei den bestehenden Objekten in Erscheinung tritt, indem — bei den üblichen Abmessungen — selbst die ältesten Steinbrücken noch nie infolge der Zunahme der Betriebslasten umgebaut werden mussten. Dagegen mussten auf einzelnen unserer ältesten Linien, wie z. B. Renens-Yverdon, die eisernen Brücken dreimal infolge der Zunahme der Betriebslasten ersetzt werden (1. Holzbrücke, 2. Eisenträger, 3. neue Eisenträger, 4. einbetonierte Träger), so dass dort zurzeit die 4. Brückengeneration liegt, und das innerhalb 70 Jahren. Ein weiterer Umstand, der zugunsten der Massivbrücken spricht, bilden die Unterhaltungskosten. Eiserne Brücken bedürfen periodischen Anstriches, und schwächere derartige Objekte besonders häufiger Beaufsichtigung unter fachmännischer Leitung, die eine besondere Organisation erfordert, während die Massivbrücken bei guter Ausführung erfahrungsgemäss sozusagen keiner Wartung bedürfen und ausserdem Fahrbeschränkungen nicht erforderlich machen. Aus diesen und andern Gründen (Amortisation usw.) geben daher ausländische Bahnverwaltungen den massiven Brücken den Vorzug, selbst wenn sie bis zu 25% teurer sind, als eiserne Brücken. Bei den wirtschaftlichen Vergleichen sollten eben auch die Kosten der besonderen Ueberwachungsorgane usw. in Rechnung gestellt werden.

Bis heute sind wir noch nie so weit gegangen. Immerhin haben die wirtschaftlichen Untersuchungen gezeigt, dass auf unseren Linien der Massivbrückenbau weit mehr angewendet werden kann, als zuvor angenommen wurde. Es darf daher erwartet werden, dass in absehbarer Zeit die zahlreichen eisernen Brücken so vermindert und die Massivbrücken derart vermehrt sind, dass beide Bauweisen in ungefähr dem gleichen Masse auf unserem Netze vertreten sind. Dieses Gleichgewicht ist um so mehr anzustreben, weil unser Land den Massivbrückenbau, als seinen natürlichen Hilfsquellen am besten entsprechend, besonders pflegen sollte und unsere Linien durch die eisernen Fahr- und Uebertragungsleitungen einen gewaltigen Zuwachs an Eisenkonstruktionen erhalten.

*a*) Was nun die eisernen Brücken anbelangt, die seit dem Jahre 1921 verstärkt oder umgebaut wurden, gilt das früher von der Gotthardlinie Gesagte. Angesichts des fortwährenden Fallens der *Material*preise und der hohen *Arbeits*löhne wurde es immer weniger wirtschaftlich, eiserne Brücken zu verstärken. Dieses Verhältnis war vor dem Kriege rund 1 : 1 bis 1,3, während des Krieges 2,5 : 1 und beträgt jetzt 1 : 2 bis 1 : 3. Wie zuvor, sind die eisernen Brücken in der Hauptsache versteift und mit sonstigen kleineren Verbesserungen versehen worden, wobei bei den Hauptträgern das Aufnieten von Lamellen mit und ohne Zuhilfenahme von Entlastungsvorrichtungen erfolgte.

Im allgemeinen wurde getrachtet, die Verstärkungen ausser Betrieb auszuführen, was bei zweigeleisigen Strecken meistens möglich war. Damit wurde alsdann eine gründliche Durchsicht des Eisenbaues verbunden, wobei gelegentlich erhebliche Mängel, wie starke Verrostungen, Anrisse usw., zum Vorschein kamen. Kleinere Brücken wurden hie und da durch vorrätige provisorische Träger ersetzt und dann in eine Werkstätte zur Reparatur geschickt. Bei vielgeleisigen Objekten, z. B. in Bahnhöfen, kam dieses Verfahren auch so zur Anwendung, dass Brücken in Nebengeleisen herausgenommen, verstärkt und in Betriebspausen in die Hauptgeleise eingesetzt wurden, die nicht unterbrochen werden konnten, worauf mit dem frei gewordenen Ueberbau derselbe Vorgang weitergeführt wurde.

Von weitreichenden Verstärkungen wurde abgesehen und es ist auch nicht ein Verstärkungsbogen angewendet worden, wie solche früher, insbesondere auf der Gotthardbahn, vielfach zur Ausführung gelangten. Ueber deren ästhetische Wirkungen sind die Auffassungen ja geteilt. Es kamen daher in jenen Fällen, wo die Bauhöhe oder der Baugrund, sowie die sonstigen Verhältnisse dafür sprachen, Erneuerungen der eisernen Ueberbauten zur Ausführung, unter Beibehaltung der vorhandenen Widerlager und Pfeiler, oder, wenn dies Vorteile versprach, mit Veränderungen an der Brückenanlage, wenn neu erstandene flussbautechnische Bedingungen dies wünschbar machten. Auf eingeleisigen Strecken müssen bei diesem Vorgehen die neuen Brücken eingeschoben und die alten Eisenkonstruktionen gleichzeitig ausgeschoben werden, was stets ein Ereignis bedeutet und viele Zuschauer anzulocken vermag. Bei zweigeleisigen Strecken gestaltet sich die Arbeit einfacher, wenn ein Geleise nach dem andern ausser Betrieb gesetzt werden kann. Bei mehreren unserer Strecken wurde die Sachlage noch dadurch vereinfacht, dass der Unterbau zweigeleisig ist, aber nur ein Betriebsgeleise aufweist. In einigen dieser Fälle konnte die neue Eisenkonstruktion in der Axe des zweiten Geleises erstellt und alsdann an das Betriebsgeleise angeschlossen werden, worauf die alte Konstruktion abgebrochen wurde.

Ohne eine vollständige Darstellung der ausgeführten eisernen Ueberbauten geben zu können, soll doch versucht werden, eine Uebersicht darüber zu vermitteln. Trägerschemata und Querschnitte einer Auswahl von Bauten sind enthalten in:

Abb. 77: Passage inférieur à Rolle;
„ 78: Passage inférieur des Paluds bei St. Maurice;
„ 79: Linthescherkanalbrücke bei Weesen;
„ 80: Wiggerbrücke bei Aarburg;
„ 81: Aarebrücke in Solothurn;
„ 82: Kessilochbrücke bei Zwingen-Grellingen (nicht ausgeführte Variante);
„ 83: Limmatbrücke unterhalb Wettingen;
„ 84: Emmenbrücke bei Wertenstein;
„ 85: Rhonebrücke bei Massongex (St. Maurice);
„ 86: Emmenbrücke bei Burgdorf.

Die dargestellten Konstruktionen sollen die neueren Bestrebungen und den Charakter derselben zeigen. Die Bauten sind nach unserer Auffassung einfach und wirtschaftlich und für Unterhalt und Betrieb gleich vorteilhaft; sie dürften auch in ästhetischem Sinne befriedigend wirken.

Ohne auf die konstruktiven Einzelheiten einzugehen, knüpfen wir an die Abbildungen noch folgende allgemeinen Ausführungen:

Bei kleineren Brücken, bei denen nicht nur eine geringe Konstruktionshöhe einzuhalten, sondern, wie in Stationen und bei Strassenunterführungen, auch eine dichte Fahrbahn herzustellen ist, darf die in Abb. 77 gezeigte Bauart als zweckmässig angesehen werden. Die Sättel erlauben die Verwendung der normalen Oberbaubefestigungsmittel. Bei offenen

Fahrbahnen werden die Quer- und Längsträger stets aus Differdingerträgern ausgeführt.

Ist die Konstruktionshöhe ausreichend, so wird das Schotterbett nach Möglichkeit durchgeführt, und zwar bis zu Spannweiten von 30 m, insbesondere bei Brücken in der Kurve oder bei schiefen Brücken. Dies deckt sich mit den Vorschlägen des indischen Brückenkomitees, die wir für sehr gut erachten. Kleine Brücken müssen aller Erfahrung nach «Masse» haben. Diese Bauart, die bei kleinen Geleiseabständen entsteht, ist in Abb. 78 dargestellt. Bei der Unterführung «des Paluds» könnte das Einbetonieren der inneren Seite des Hauptträgeruntergurtes insofern beanstandet werden, als lose Nieten nicht leicht ersetzt werden können. Es ist daher auf eine reichliche Nietung Bedacht zu nehmen. Einwandfrei ist diese Bauart dann, wenn die Hauptträger nach Abb. 79 angeordnet werden oder wenn sie aus Differdingerträgern erstellt werden können, damit die erwähnte Gurtnietung entfällt, was für Stützweiten bis rund 8 m möglich ist. Auf eine sorgfältige Abdichtung der Fahrbahn muss grösster Wert gelegt werden.

Wenn Fundationsschwierigkeiten die Bauhöhe, oder vorhandene oder einzuhaltende Abmessungen des Unterbaues es erwünscht machen, sind bei kleineren Oeffnungen Brücken nach Abb. 80 und 81 zweckmässig. Um die Verlegung des Oberbaues tunlichst zu erleichtern, werden die Lamellenabtreppungen durch aufgeschweisste 9 bis 12 cm breite Leisten auf gleiche Höhe gebracht. Diese Leisten führen zudem eine zentrische Lastübertragung herbei. Um die Verlegung des Oberbaues so einfach und genau als möglich zu gestalten, wird darauf gesehen, dass dafür eine vollständig ebene Fläche (Flanschen der Längsträger usw.) vorhanden ist, die weder von Nietköpfen noch von sonstigen hervorstehenden Teilen beeinträchtigt ist. Um die Stösse der Fahrzeuge zu vermindern, werden 24 m lange Schienen angeordnet, die vielleicht auch das Schweissen der Stösse entbehrlich machen dürften. Schienenauszüge sind von 80 m Ausdehnungslänge an angezeigt. Dienststege werden, so weit dies möglich ist, vorteilhaft mit Bohlen aus Eisenbeton abgedeckt. Bei dem Entwurf für die Kessilochbrücken (Abb. 82) ist gezeigt, wie bei einer grösseren Fachwerkbrücke, mit Fahrbahn oben, das Schotterbett auf einem Trog aus Eisenbeton durchgeführt werden könnte. Die Längsträger folgen der Bahnkurve. Da der Trog in die Druckzone zu liegen käme, wäre er der Rissbildung wenig ausgesetzt.

In Abb. 83 und 83a ist die bauliche Ausbildung der Limmatbrücke unterhalb Wettingen dargestellt. Die Hauptträger sind kontinuierlich, eine Anordnung, die, wie wir früher bemerkten, mit Recht bei uns beliebt ist; die Biegelinien sind stetig und schwierige Gelenkausbildungen werden vermieden. Die Pfeiler werden zentrisch belastet; dadurch und durch die Kontinuität ergeben sich Ersparnisse. Bei der genannten Brücke ist auf die besondere Auflagerung der Längsträger hinzuweisen, die den theoretischen Ueberlegungen gerecht werden will. Ihre Ausführung bedarf grosser Sorgfalt. Für den Fall des Verschleisses ist ein Blech bei den Auflagern der Längsträger eingeschaltet. Bei allen diesen Brücken sind vollständig geschlossene, möglichst kompakte Stab- und Trägerquerschnitte angeordnet, ohne das Prinzip aufzugeben, möglichst wenig Nietarbeit und Nietfugen vorzusehen. Schmale, offene Fugen sind vermieden. Wo es irgendwie mit einem wirtschaftlichen Vorteil verbunden ist, werden parallelflanschige Differdingerträger verwendet, und zwar sowohl bei der Fahrbahn, als auch bei den Hauptträgern, wie dies aus den Abb. 84 und 84 a, 85 und 85 a, 86 und 86 a, hervorgeht. Bei der zweigeleisigen Emmenbrücke bei Burgdorf besteht auch der obere Windverband aus Differdingerträgern. Die Längsträger werden, wenn sie nicht auf die Querträger gelegt und durchgehend angeordnet werden können, stets ohne Ausklinkungen an die Querträger angeschlossen; die Flanschen der Längsträger werden, soweit nötig oder möglich, durch kräftige Anschlusswinkel gefasst und die Querträgergurte allenfalls durch Konsolen abgesteift. Bei Brücken mit Fahrbahn unten halten wir es daher nur noch in Sonderfällen für angezeigt, sogenannte Kontinuitätslaschen anzuordnen, die bei der Verlegung des Oberbaues recht unangenehm sein können. Insbesondere dürfte bei diesen Lösungen das Durchstecken von unteren Laschen durch die Querträger wenig Interesse mehr bieten. Mit der Verwendung grosser Walzprofile lassen sich daher im Brückenbau bedeutende Vereinfachungen erzielen. Wir knüpfen hieran den Wunsch, die Walzwerke möchten möglichst bald ihre Profile in dem Sinne ergänzen oder abändern, dass zu der Differdingerreihe noch eine Reihe Träger mit schmäleren parallelen Flanschen gewalzt würde. Ferner sollte eine neue Reihe grosser ⌶- und T-Eisen zur Verfügung stehen, die gestatten würden, die Nietarbeit und damit die Kosten selbst für mittelgrosse Brücken stark zu vermindern. Dies würden wir als eine weitere bedeutsame Vervollkommnung der Brükkenbaukunst betrachten, die hoffentlich einst durch die Einführung der Schweissung — als letzter Schritt — gekrönt werden kann, die ja bereits bei unseren ersten Eisenbahnbrücken auch schon vorgenommen worden ist (Lamellen und Gurtwinkelschweissungen im Feuer).

Es bleibt an dieser Stelle noch beizufügen, dass die Laufmetergewichte (g) der Brücken in Tonnen im Mittel der Formel $g = 1{,}0 + 0{,}05 \times l$ folgen, worin $l$ die Spannweite in Metern bedeutet. Günstige oder ungünstige Umstände, die die Gewichte vermehren oder ermässigen, können leicht geschätzt werden.

*ß)* Die bereits erwähnten Bestrebungen nach vermehrter Berücksichtigung der Massivbrücken beim Umbau bestehender eiserner Brücken hat zur Erstellung der in Abb. 87 wiedergegebenen Brücken geführt. Der Vergleich mit den Grössenverhältnissen der massiven Brücken der Gotthardlinie lehrt, dass auf Grund der gemachten Erfahrungen an den Umbau bedeutender Brücken geschritten wurde. Zugleich konnten neue Bauverfahren eingeführt werden, die dazu beitragen dürften, dass auch anderwärts Umbauten auf ähnlichem Wege versucht werden.

In erster Linie ist in diesem Sinne der Umbau des «Viaduc du Day près de Vallorbe» zu erwähnen, der an anderer Stelle dieser Druckschrift von einem meiner Mitarbeiter näher beschrieben ist. Als weiterer neuartiger Umbau ist ferner der Grandfeyviadukt bei Freiburg zu nennen, dessen Beschreibung nach Abschluss der Arbeiten der Gegenstand einer besonderen Veröffentlichung bilden wird. Die Abb. 88 und 88a bis c müssen für einmal genügen, wozu nur bemerkt sei, dass der Umbau unter weitgehender Benützung der vorhandenen Brücke erfolgt. Nach Ausbetonieren der Hohlräume in den Pfeilersockeln werden die eisernen Pfeiler bis ungefähr zur halben Höhe einbetoniert, worauf sie durch schlanke, mit steifen Eisenbogen versehene Betongewölbe verbunden werden,

auf die die Entlastungsgewölbe aus Eisenbeton und darüber die Fahrbahndecke zu liegen kommen. Der gleichfalls eigenartige Bauvorgang hat eine gewisse Aehnlichkeit mit demjenigen beim Viaduc du Day; seine Durchführung erheischt indessen noch grössere Aufmerksamkeit und Umsicht von Unternehmung und Bauleitung. Gleich wie die vorerwähnten Bauten, dürfte auch dieser neue Viadukt eine Zierde der Gegend werden und insbesondere durch die Eigenart der Bauweise einem allseitigen Interesse begegnen. Daneben wurden noch eine Reihe interessanter Umbauten durchgeführt; so diejenigen des Paudèzeviaduktes bei Lausanne, des Worblaufenviaduktes bei Bern, des Toggelilochviaduktes bei Düdingen und der Sensebrücke bei Thörishaus. Je eine photographische Abbildung (89, 90 und 91) mit einer kurzen Erläuterung ergänzt die zeichnerische Darstellung der Bauten. Von den drei grossen, neuen, doppelgeleisigen Talübergängen sind zwei in Abb. 92 und 93 dargestellt, die gegenwärtig auf der Linie Winterthur-St. Gallen an Stelle eingeleisiger, eiserner Brücken im Bau oder zum Teil fertiggestellt sind. Da der Unterbau der alten Objekte in unbefriedigendem Zustande war, wurde die Axe der neuen Objekte um zirka 10 m verlegt, um diese vom Betriebe ganz unabhängig herstellen zu können.

Die Anordnung des neuen Sitterviaduktes wurde so gewählt, dass sie zu derjenigen der benachbarten Brücken (Krätzerenbrücke und Talübergang der Bodensee - Toggenburgbahn), möglichst gut passt, was, neben andern Gründen, zu der Viaduktform führte, die in ruhigen und schlanken Formen gehalten, sich auch im Landschaftsbild gut ausnehmen wird. Der oberste Teil der Brücke wird aus Eisenbeton erstellt und trägt auf auskragenden Querträgern einen öffentlichen, 2,0 m breiten Gehsteg. Die Gründung der beiden Pfeiler Seite Bruggen musste auf bedeutende Tiefe hinuntergeführt werden.

Bei verschiedenen dieser Bauten sind leichte Stege an die eisernen Brücken angehängt worden, um die Transporteinrichtungen und die Gerüste einzuschränken (siehe z. B. Abb. 90).

Endlich ist noch auf zwei grosse gewölbte Brücken hinzuweisen, die auf der Linie Delsberg-Basel gebaut wurden, mit Rücksicht darauf, dass die auf den elektrifizierten Linien frei werdenden schweren Dampflokomotiven auf dieser Strecke vorteilhaft verwendet werden können. Abb. 94, 95 und 95a zeigen die beiden aus Granit bestehenden grossen Gewölbe. Als zweistöckige, unten eine Bahn und oben eine Strasse tragende Brücke ist der Pont Butin in Genf (Abb. 96) erstellt worden, woran die Schweizerischen Bundesbahnen einen namhaften Beitrag bezahlt haben. Infolge besonderer Gründe wird aber möglicherweise auf eine Legung der Geleise verzichtet, so dass die Brückenanordnung ihre Begründung verlieren würde.

Allgemeine Gesichtspunkte bei der Projektierung solcher Bauten sind: tunlichste Anpassung an bestehende Unterbauten, sofern sie noch in gutem Zustande sind; sie sind ferner nach Möglichkeit in statischer Hinsicht auszunützen. Anbauten an altes Mauerwerk haben sich als zulässig erwiesen, und zwar bei Anbringung etwelcher Verankerungen und beim Eingreifenlassen einiger Schichten des neuen Mauerwerkes, sowie Einpressens von Mörtel an besonders geeigneten Stellen. Solche Anbauten sind bis zu 30 m Höhe ausgeführt worden, ohne dass sich Risse oder abgescherte Steine gezeigt hätten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das alte Mauerwerk durchweg mit hydraulischem Mörtel gemauert wurde, daher sehr elastisch ist und sich leicht verformt, während das neue Mauerwerk als sehr starr betrachtet werden darf. Typische Umbauverfahren von eisernen in steinerne Brücken sind:

Umbau von «innen nach aussen», z. B. Viaduc du Day (siehe besondere Beschreibung);

Umbau von «aussen nach innen», z. B. Viaduc de Grandfey (Abb. 84);

Umbau durch «untermauern», z. B. Worblaufenviadukt (Abb. 97);

und schliesslich wäre eine weitere Lösung die Anwendung von Hilfsbrücken. Diese Lösung dürfte aber nur bei Viaduktbauten wirtschaftlich sein, liesse sich aber auch bei eingeleisigen Strecken gut anwenden, wozu sich vielleicht in nächster Zeit Gelegenheit bietet.

Bei diesen Bauten, insbesondere bei den Viadukten, wurde auf eine gleichmässige Durchführung einer einmal gewählten Oeffnungsweite gesehen, wie dies die französischen Ingenieure mit grossem Erfolg in ästhetischer Beziehung getan haben, unter Verzicht auf problematische wirtschaftliche Forderungen bezüglich Anpassung der Gewölbeweite an die Talhöhe. Allenfalls können eher stetig abnehmende Oeffnungsweiten in Frage kommen. Kleine Endöffnungen sind mit den Widerlagern zu einer Einheit zusammenzufassen. Es empfiehlt sich, Bogenzwickel bei Halbkreisbogen bis zu 30 m Gewölbeweite voll zu betonieren (Magerbeton mit 80 kg/m³ Zement), bei elliptischen Bogen dürfte die Grenze bei 40 m sein. Ausdehungsfugen in Verbindung mit Sparräumen lassen sich am einfachsten durch auskragende Teile bewerkstelligen, die weitaus den Vorzug gegenüber Dreigelenkbogen verdienen. Sichtbare Entlastungsbogen sollten nie gegen den Scheitel der Hauptöffnung zu unvollständig endigen. Endbogen sind noch voll in Erscheiung treten zu lassen. Die Entwässerungen sind leicht zugänglich anzuordnen, im allgemeinen am besten in den Pfeilern.

Ueber Preise und Ausmasse dieser Brücken in den Jahren 1920—26 gibt folgende Tabelle einige Auskunft.

Mit Natursteinen verkleidete Brücken fallen ungefähr 10 % teurer aus, als reine Betonbrücken.

γ) Schliesslich mag noch erwähnt werden, dass die kleineren eisernen Brücken bis etwa 20 m Stützweite nach Möglichkeit durch einbetonierte Träger ersetzt werden, wodurch die bestehenden und wieder benützten Widerlager versteift und gleichmässiger belastet werden; dazu lassen sich die Vorteile des durchgehenden Schotterbettes erzielen. Auf diese Weise werden die vielen, kleinen eisernen Brücken, die erhebliche Unterhaltskosten verursachen, mit der Zeit nahezu zum Verschwinden gebracht und durch dauerhafte, kräftige Decken ersetzt. Dies ist besonders wichtig zur Erzielung einer dichten Fahrbahn bei Strassenunterführungen; ferner bei schiefen und in der Kurve gelegenen Objekten, um eine regelmässige Schwellenverteilung zu erhalten. Während der Elektrifikationsperiode, d. h. von 1918 bis Ende 1926, werden über 350 solcher Brücken umgebaut sein mit Lichtweiten bis zu 19 m. Eine dieser Brücken ist in der Abb. 98 dargestellt. Ferner ist in Abb. 99 eine mit dem Bahnhofumbau Thun in Verbindung stehende neue Unterführung für die Allmendstrasse wiedergegeben. Die Brücke liegt schief zu den Geleisen und hat an einem Ende eine

## Kubaturen und Kosten der in den Jahren 1921–26 erstellten steinernen Brücken.

| | Baujahr | BRÜCKE Name | Fundationen mit Aushub | | Uebriges Mauerwerk mit Abdeckung | | Total Kosten | Talprofil zwischen Geleise und natürlichen Boden | Umbauter Raum = Talprofil mal nutzbare Brückenbreite | Kosten pro m³ umbauter Raum ohne Fundament | Bau art | Einheitspreise der Jahre 1921/26 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Mauerwerk | Kosten | Mauerwerk | Kosten | | | | | | | |
| | | | m³ | Fr. | m³ | Fr. | Fr. | m² | m³ | Fr. | | | Fr. m³ |
| Viadukte mit vollen Bogen | 1921 | Gallicien . | 670 | 62 000 | 3920 | 529 000 | 591 000 | 2500 | 10 000 | 52.90 | V | Fundamentaushub | 5 : 18 |
| | 1922 | Frenke . . | 380 | 41 000 | 1540 | 161 000 | 202 000 | 620 | 5 000 | 26.— | V | Zuschlag für Fels | 7 : 15 |
| | 1922/23 | Paudèze . | 2040 | 220 000 | 9520 | 817 000 | 1037 000 | 3510 | 28 100 | 29.10 | V | Fundamentbeton | 27 : 57 |
| | 1924/25 | Sitter . . | 4590 | 400 000 | 18070 | 1410 000 | 1810 000 | 8600 | 71 400 | 19.70 | V | Rauh. Bruchsteinmauerwerk | 70 : 80 |
| | 1925 | Châtelard | 860 | 31 000 | 7630 | 448 000 | 479 000 | 2730 | 21 800 | 20.60 | V | Häuptiges „ | 160 |
| | 1925/26 | Grandfey . | — | — | 27000 | — | 2800 000 | 20400 | 160 300 | 17.50 | E | Rauhes Quadermauerwerk | 105 : 180 |
| | 1925/26 | Toggeliloch | 1130 | 66 000 | 5560 | 314 000 | 380 000 | 2500 | 21 500 | 14.60 | B | Reines Quadermauerwerk | 230 : 350 |
| | 1925/26 | Mühlebach | 710 | 21 000 | 2050 | 121 000 | 142 000 | 840 | 6 900 | 20.60 | B | Gewölbe aus Spitzsteinen | 106 : 166 |
| | 1925/26 | Glattal . . | 1210 | 70 000 | 6520 | 337 000 | 407 000 | 2850 | 22 800 | 14.80 | B | Gewölbe aus Schichtenmauerwerk (Stirnkränze) | 83 : 140 |
| Viadukt mit ellipt. Gewölben | 1925/26 | Thur . . | 1520 | 70 000 | 8100 | 530 000 | 600 000 | 3100 | 25 700 | 20.60 | V | Gewölbe aus Quadern | 182 |
| | 1926 | Uze . . . | 1800 | 112 000 | 5850 | 393 000 | 505 000 | 2070 | 18 600 | 21.10 | V | Asphaltabdeckung m² | 5.5 : 10.0 |
| | 1926/27 | Sense . . | 1550 | 150 000 | 3500 | 200 000 | 350 000 | 1360 | 11 000 | 18.20 | B | Schutzschicht m² | 4 : 6 |
| | 1926/27 | Birs . . . | Arbeiten noch nicht im Ganzen vergeben | | | | | | | | B | Verputz Innenflächen m² | —: 6.5 |
| Viadukt mit großer Mittelöffnung | 1924/25 | Worblaufen | 2250 | 196 000 (mit Damm) | 4500 | 319 000 | 512 000 | 1820 | 14 600 | 21.80 | V | Steinpackungen | —: 28 |
| | 1924/25 | du Day . . | 970 | 78 000 | 7580 | 840 000 | 918 000 | 4670 | 37 400 | 22.50 | V | Pfeilerbeton | 34 : 54 |
| | 1925 | Macconens | 360 | 24 000 | 1550 | 78 000 | 102 000 | 480 | 3 900 | 20.— | V | Gewölbebeton | 61—: 85 |
| | 1926 | Mionnaz . | 1550 | 54 000 (sans refections) | 3110 | 185 000 | 239 000 | 2290 | 9 250 | 20.— | B | Mauerbeton | 37 : 48 |
| Flachgewölbe | 1918 | Linth b. Schwanden | 700 | 35 000 | 1550 | 250 000 | 285 000 | — | — | — | V | | |
| | 1920 | Veveyse . | 500 | 30 000 | 800 | 70 000 | 100 000 | — | — | — | V | | |
| | 1925/26 | Obere Kessiloch | 1060 | 105 000 | 1720 | 201 000 | 306 000 | 1070 | 4 700 | 42.80 | V | Füllbeton | 21—: 54 |
| | 1925/26 | Untere Kessiloch | 1580 | 134 000 | 2060 | 223 000 | 357 000 | 1270 | 5 800 | 38.80 | V | Eisenbeton | 142 : 245 |

V = mit Verkleidung. B = reine Betonbrücke. E = Brücke mit Eisenbeton.

sich erweiternde Form. Dort besitzt der Randträger eine Stützweite von 23 m, bei der Belastung der beiden anliegenden Geleise biegt er sich um 3 mm durch (d. h. 1 : 7700). Eiserne Brücken wären für den vorliegenden Brückengrundriss nur mit grossen Schwierigkeiten zu entwerfen. Die Durchführung des Schotterbettes auf einbetonierten Trägern gestattet die grösste Freiheit nicht nur in der Anordnung der Unterführungen selbst, sondern auch hinsichtlich der Lage der Geleise und Weichen, so dass damit ein wesentlicher Fortschritt im Eisenbahnbau möglich war. Es ist noch darauf hinzuweisen, dass bei den grösseren Brücken mit einbetonierten Trägern so vorgegangen wird, dass die Walzträger für die Gesamtlasten bei einer Beanspruchung von etwa 1,5 t/cm² bemessen werden. Gleichzeitig wird die Trägerdecke auch als Eisenbetonplatte berechnet, unter Berücksichtigung der zwischen die Träger eingelegten alten Schienen, für die auf diese Weise ein nützliches Verwendungsgebiet gefunden wurde. Im Hinblick auf die geringen Spannungen, die in den Schienen auftreten (0,4 bis 0,5 t/cm²), ist unseres Erachtens deren Gebrauch als zulässig zu erachten. Im übrigen verweisen wir auf den Schluss der Ausführungen im Abschnitt 6 a.

Bei den Bauten der letzten Jahre ist stets eine ausreichende, untere und obere Querarmierung angeordnet worden, um Längsrisse hintanzuhalten. Abb. 100 zeigt eine Hilfsbrücke, die die Rekonstruktion der Widerlager und den Bau einer Trägerdecke im Betriebe gestattet, wähend Abb. 101 eine ähnliche Hilfsbrücke auf eisernen Pfeilern in neuem Trasse zeigt, die die Erstellung einer Trägerdecke auf dem alten Trasse ermöglicht. Eine Eisenbetonbrücke, deren Bewehrung aus Eisenbahnschienen besteht, wurde über den Bellerivekanal bei Soyhières erstellt ($l = 5{,}0$ m).

*d)* Auch die meistens im Zusammenhang mit den Bahnhofumbauten erstellten Strassenbrücken sind der Erwähnung wert. Es lassen sich vier Bauarten unterscheiden, die nachstehend der Reihe nach kurz berührt sind.

*a)* Strassenbrücken mit einbetonierten Trägern sind vielfach angewendet worden. In dieser Beziehung ist die Ueberführung der Briggerstrasse in Winterthur in erster Linie zu nennen, mit Spannweiten bis zu 26,5 m (Abb. 102). Nach demselben Prinzip gelangten die grosse Ueberführung im neuen Rangierbahnhof Muttenz zur Ausführung, sowie fünf Ueberführungen über den neuen Bahneinschnitt Zürich/Wiedikon (s. Abb. 103). Dieser Brückentyp lässt sich an beliebige Grundrisse anpassen und hat grosse Vorteile, wenn es sich darum handelt, über Betriebsgeleisen, oder bei Gefährdung durch Hochwasser zu bauen, indem Schalungsgerüste vermieden werden können. Die Brückenform kommt fehlerfrei heraus, dank der einwandfrei herstellbaren Trägerkonstruktion, also ohne Knicke oder Betonabsackungen, wie das bei Eisenbetonbrücken gelegentlich der Fall zu sein pflegt. Bei den Pfeilern können Aufstiege für das Betriebspersonal angeordnet werden, wie das in Bahnhöfen oft nötig ist. Das Brückenbild bleibt einfach und klar, wie bei Eisenbetonbrücken, und wirkt daher beruhigend auf das oft sinnverwirrende Bild grosser Bahnhöfe.

*β)* Den vorgenannten Brückentypen kommen die Eisenbetonbrücken am nächsten, von denen eine sehr grosse Anzahl ausgeführt worden sind. In der

Abb. 100 ist eine Zusammenstellung der meisten dieser Bauten gegeben. Auch die Eisenbetonbauten sind an gegebene Grundrissformen sehr anpassungsfähig und gestatten oft eine reizvolle, architektonische Wirkung zu erzielen (Abb. 104 und 105). Die Kosten von Brücken mit einbetonierten Trägern und aus Eisenbeton sind nicht stark verschieden und können zum Verschwinden kommen, wenn die Gerüste bei der letzteren Bauweise teuer ausfallen. Bezüglich der anderweitigen Gesichtspunkte, die bei Eisenbetonbauten zu beachten sind, verweisen wir auf die Ausführungen über die Rhonebrücke bei Chippis und die Untersuchung von Eisenbetonbauten, die dieser Druckschrift beigefügt sind

*γ)* Auserdem sind auch massive Strassenbrücken erstellt worden, von denen in Abb. 106 eine Uebersicht gegeben ist. Wo massive Bauten möglich sind und sich wirtschaftlich rechtfertigen, sollten sie in erster Linie zur Ausführung gelangen, wird doch damit der Bestand am besten gesichert und der Unterhalt, nicht zum mindesten aber die Ausführung des Baues, auf normale, einfache Formen zurückgeführt.

*δ)* Was die eisernen Strassenbrücken anbelangt, so ist die Anwendung der Zorèseisen ganz verlassen worden, indem sie starken Verrostungen ausgesetzt sind, insbesondere beim Dampfbetrieb. An deren Stelle sind Eisenbetontafeln getreten, von denen in den Abb. 107 und 108 zwei Beispiele gezeigt sind. Die Eisenbetontafeln haben den grossen Vorzug, dass das übliche Makadambett weggelassen werden kann und dass darauf unmittelbar eine 7 bis 8 cm starke Teermakadamschicht oder eine 4—5 cm starke Stampfasphaltschicht aufgebracht werden kann. Beide Herstellungsarten gestatten, eine eigentliche Isolierung wegzulassen, so dass nicht nur die Strassenfläche, sondern auch die Brücke billiger wird, als eine Konstruktion mit dem gewöhnlichen, starken Makadambett. Durch sanftes Befahren ergibt sich zudem eine Schonung der Brücken und der reine Oberflächenbelag trägt zur dauernden Sauberkeit des Baues ausserordentlich bei, insbesondere, wenn die Brücke seitlich durch Bordkanten gegen das Ueberfliessen des Schmutzwassers gesichert wird, was stets geschehen sollte. Neue Strassenbrücken mit Makadambett sollten daher in der Regel nicht mehr erstellt werden. In starken Rampen ($>5\%$) wird an Stelle obgenannter Materialien das heute vielfach verwendete Kleinsteinpflaster zu treten haben.

Bezüglich der Durchbildung der Eisenkonstruktionen gilt das für die eisernen Bahnbrücken Gesagte.

Von einer Anzahl dieser Brückenbauten konnten an der Mustermese in Basel, im Jahre 1925, Modelle und Bilder ausgestellt werden, wobei versucht wurde, zu zeigen, dass es das Bestreben der Verwaltung der Schweizerischen Bundesbahnen ist, bei den Brückenbauten nicht nur die eigenen Interessen zu wahren, sondern auch die natürlichen Hilfsquellen des Landes zu berücksichtigen und neben der bautechnischen besonders der künstlerischen, wenn auch einfachen Behandlung der Bauten Beachtung zu schenken.

### 7. Messungen.

Während der letzten Jahre ist neben den Projektierungsarbeiten insbesondere das Messwesen gepflegt worden. Eine erhebliche Anzahl von Messungen an Bauten der verschiedensten Art gestatten einen näheren Einblick in deren Arbeitsweise zu gewinnen und schliesslich auch die Durchführung der Messungen selbst zu vervollkommnen. Die Messinstrumente wurden verbessert, insbesondere durch die Zusammenarbeit mit der bernischen Firma *Stoppani & Cie.* Durch die Einführung der Okhuizen-Dehnungsmesser konnten insbesondere die Spannungsmessungen sehr vereinfacht und verbessert werden. Die Frucht dieser Bestrebungen ist in einer kleinen Druckschrift «Beschreibung von Apparaten zur Untersuchung von eisernen und massiven Bauwerken» niedergelegt worden.

Es darf wohl gesagt werden, dass heute für die Durchführung von statischen Messungen alle erforderlichen Messapparate vorliegen. Die Neigungsmesser, Messuhren und registrierenden Einsenkungsmesser mit Zubehör haben ihre letzte Formgebung erhalten und auch die Okhuizen-Apparate sind durch die feinmechanische Werkstätte *U. Huggenberger,* in Zürich, in eine solche Form gebracht und in den Einzelheiten so ausgebildet worden, dass sie den höchsten Ansprüchen genügen. Besonders feine Neigungsmesser mit Schutzgehäusen sind durch *Kern & Cie.,* in Aarau, für Messungen an Staumauern angefertigt worden. Daneben behalten ältere Apparate, wie z. B. der Fränkelsche Dehnungsmesser, ihren Wert bei, zur Feststellung langsam verlaufender Spannungen und Vorgänge.

Zur einwandfreien Messung rasch verlaufender Beanspruchungen und Schwingungen dürfte bis heute noch kein Apparat erfunden worden sein. Der von der deutschen Reichsbahn diesbezüglich ausgeschriebene Wettbewerb wird hoffentlich den gewünschten und von allen Seiten sehnlichst erwarteten Erfolg bringen.

Mit den zuvor genannten Apparaten sind viele Messungen durchgeführt worden, worüber die im Anhang aufgeführten Arbeiten orientieren. An anderer Stelle dieser Schrift wird ein Gegenstand dieser Messungen behandelt, nämlich die «Spannungsverteilung bei den Streben eiserner Brücken auf Grund von Messungen». Ebenso werden bei den Referaten gewisse Ziele der vorgenommenen Messungen bekanntgegeben. Zusammen mit der Technischen Kommission des Verbandes schweizerischer Brücken- und Eisenhochbaufabriken wurden ferner die umfangreichen Messungen an der Suldbachbrücke bei Mülenen und anderen Brücken vorgenommen, deren vollständige Ausarbeitung vorliegt. Bei diesen Versuchen wurde der 36 Tonnen schwere, zu einer Einzellast einstellbare Wagen der Schweizerischen Bundesbahnen benutzt, von dem Abb. 109 eine Vorstellung geben. Ferner wurde eine grosse Biegemaschine erstellt, mit der Versuche über das Ausknicken der Streben von Fachwerken ausgeführt wurden.

Folgende Beispiele dienen noch zur Veranschaulichung von Messungsergebnissen. Abb. 110 und 111 zeigen die Ergebnisse der Belastungsproben bei der Selvaggia- und Robasaccobrücke der Cenerilinie. Wie aus den Darstellungen ersichtlich ist, ist die Einspannung bei den Kämpfern keine vollständige. Winkeländerungen von einigen Sekunden treten stets auf; dem Sinne nach entsprechen sie genau den Verformungen des Gewölbes. Die grossen Gewölbe sind aus Granitquadern hergestellt, wobei der zweite Ring in mehreren Fällen aus Beton ausgeführt wurde. Die mittleren, an verschiedenen Brücken festgestellten Elastizitätsziffern sind folgende:

| | |
|---|---|
| Ponte sul Ticino presso Dazio grande | 250 t/cm² |
| Ponte sul Ticino presso Giornico | 335 t/cm² |
| Ponte della Valle Selvaggia | 320 t/cm² |
| Ponte della Valle di Robasacco | 335 t/cm² |
| Obere Kessilochbrücke | 440 t/cm² |
| Untere Kessilochbrücke | 350 t/cm² |

Gemauerte Objekte sind in der Regel elastischer als Betonbauten.

Endlich wurden unter anderem auch die Scheitelbewegungen der Linthbrücke bei Schwanden genau verfolgt; in der Abb. 61 sind die Ergebnisse der Beobachtungen enthalten, einschliesslich einiger Einzelheiten der Belastungsprobe. Hervorzuheben ist, dass bei dieser Brücke eine Scheitelsenkung ganz analog derjenigen der Neckarbrücke bei Cannstatt (Stuttgart) und der Syratalbrücke in Plauen (Voigtland) eintrat. Erst jetzt, etwa 8 Jahre nach dem Bau, scheint ein Stillstand einzutreten, was darauf hindeutet, dass das Schwinden des Betongewölbes als Hauptursache der Erscheinung zu betrachten ist. Daneben werden aber noch Zusammendrückungen in den Gelenken und kleine Fundamentnachgiebigkeiten, die zwar nicht feststellbar waren, im Spiele sein, zum mindesten anfänglich. Dasselbe gilt von der Unterführung der Strasse nach Ouchy im Bahnhof Lausanne, deren Scheitelsenkung ebenfalls erst nach 8 bis 10 Jahren zum Stillstand gekommen ist, bei einer bleibende Einsenkung von zirka 2 cm (siehe Abb. 58). Alle massiven Brücken dürften wohl bei näherem Zusehen erst nach längerer Zeit in eine Ruhelage gelangen.

Wie oben bemerkt ist, wurde die Ausbildung der eisernen Brücken nach Möglichkeit verbessert und vereinfacht. Ebenso wenig wie bei den massiven Brücken ist auch hier eine Mannigfaltigkeit von Lösungen für die Einzelheiten erwünscht. In der Regellosigkeit liegt kein Erfolg. Es ist daher die folgerichtige Anwendung gut durchdachter und bewährter Typen von Bedeutung. Aus den Messungen an den eisernen Brücken geht einwandfrei hervor, dass vollwandige Tragwerke und sodann einfache Fachwerke mit durchgehendem Strebenzug die klarsten und schliesslich auch konstruktiv besten Verhältnisse ergeben; sie weisen auch ganz geringfügige Nebenspannungen auf (zirka 15%). Mehrteilige Fachwerke sind zu vermeiden und gestalten die Berechnungen unsicher.

Eine weitere interessante Messung wurde an der Staumauer Amsteg durchgeführt, über die in Abb. 112 das Wesentlichste enthalten ist.

### 8. Unterhalt.

Bei den Eisenkonstruktionen sind Abnützung und Korrosion, bei den Eisenbetonbauten die Rost- und Rissgefahr und beim Massivbau (Beton und Stein) die Wetterbeständigkeit und Abdichtung gegen das Tagwasser, diejenigen Umstände bei der Unterhaltung, die zumeist im Vordergrund des Interesses stehen.

Bei den eisernen Brücken erfolgt Abnützung und Korrosion am auffälligsten in grossen verkehrsreichen Bahnhöfen, was dazu geführt hat, bestimmte, der Verschmutzung besonders ausgesetzte Brücken in Schwellenhöhe mit einem dichten, abnehmbaren Belag von Blechtafeln einzudecken. Infolge der Elektrifikation hat der Schutz der Ueberführungen gegen Raucheinflüsse an Wichtigkeit verloren. Durchrostungen schwer zugänglicher Teile, losgerüttelte Anschlüsse mit stark durchgeschliffenen Nieten kommen indessen öfters vor. Von grosser Bedeutung wäre die Einführung eines rostfreien Baustahles. Bis dahin wird die Frage des Rostschutzes mit aller Energie verfolgt werden müssen. Im Mittelpunkt des Interesses stehen zurzeit die Verfahren der Reinigung des Eisens (chemisch, mechanisch, Sandstrahl) und die Wahl der Grundierungsmittel. Bleimennig hat sich auch beim Brückenbau der Schweizerischen Bundesbahnen am besten bewährt. Vielleicht gelingt es, in Verbindung mit einer Vorbehandlung des Eisens im Grundieren, Fortschritte zu erzielen. Das Metallisieren ist im Brückenbau bis jetzt bei uns nicht angewendet worden.

Der Unterhalt gut bemessener eiserner Brücken ist nicht sehr gross; er bedingt indessen die Einführung einer besonderen Organisation. Aber auch die teure, abnormale Fahrbahn (dichter Belag, Schwellenbrände usw.) macht die eisernen Brücken nicht gerade beliebt.

Betreffend Eisenbetonbauten sind Einzelheiten in einer dieser Druckschrift beigegebenen Abhandlung zu ersehen.

Massive Brücken sollten im allgemeinen geringen oder keinen Unterhalt verursachen; er kann durch das gewöhnliche Bahnpersonal ausgeübt werden. Bedingungen zur Erzielung guter Bauten sind wetterfeste Materialien (Steine, Beton und Bindemittel) nebst guter Abdichtung (Isolierung). Die Baumaterialien sind beim Bau fortlaufend zu kontrollieren. Wichtig ist eine sichere Fundierung, eine ausreichende Bemessung, sowie die Auswahl einer Mauerwerksqualität mit gutem Verband, die den Eigenschaften der Steine entspricht. Die Definition der Abdichtungsmaterialien ist heute noch nicht in allgemein anerkannter Weise festgelegt, obschon die Formel voraussichtlich so lauten wird, dass nur reines, natürliches Bitumen (Asphalt) mit geeignetem Härtegrad dafür verwendet werden sollte. Die Abdichtung sollte leicht ausgebessert oder erneuert werden können, was bedingt, dass auf erhebliche Kies- und Sandauffüllungen endgültig verzichtet werden sollte (grösste Auffülltiefen 1,5—2 m). Im übrigen gilt dieselbe Regel, und gelten dieselben Erfahrungen, die bei Eisenbauten gemacht wurden. Nur diejenigen Bauten werden sich im Betrieb und Unterhalt bewähren, die nicht schwächlich bemessen sind. Die steinernen Brücken sind um so vorteilhafter, je schwerer die Betriebsmittel sind. Bei geringen Lasten kann Eisenbeton und Eisen leichter in Wettbewerb treten.

Misserfolge, infolge der Verwendung von Steinen aus ungenügend wetterfesten Bänken und infolge schlechtem Verband und unbefriedigendem Mörtel sind auf dem Netze der Schweizerischen Bundesbahnen, wie anderwärts, auch zu verzeichnen. So mussten in den Jahren 1878 bis 1894, nach rund 30-jährigem Bestehen, die Verkleidung des Areuseviaduktes bei Boudry (Abb. 32) (Kosten Fr. 83 000) und andere ähnliche Bauten der dortigen Juralinien sozusagen ganz erneuert werden. Gleiche Fehlschläge ereigneten sich bei andern Viadukten, so beim Rümelingerviadukt (Abb. 113) (Kosten Fr. 209 000), und erst kürzlich wurde auch der Goldacherviadukt (Abb. 35) mit erheblichen Kosten (Fr. 105 000) instandgestellt.

Eine interessante Pfeilerunterfangung kam bei der Rheinbrücke der Verbindungsbahn in Basel zur Ausführung. Der von Kolken in seinem Bestand bedrohte Mittelpfeiler wurde so gesichert, dass der alte Caisson, von den früheren Steigschächten aus, abschnittsweise ausgeräumt und dass zugleich Schlitze bis zu 5 m Tiefe unter der Schneide ausgehoben wurden, was infolge des dichten Bodens möglich war. Die einzelnen Abschnitte wurden hierauf wieder ausgefüllt. Die Arbeiten wurden ohne Beeinträchtigung des Zugsverkehres vorgenommen (Abb. 114).

Ausserdem gelangten verschiedene Luftdruckgründungen mit eisernen Caissons und solchen in Eisenbeton zur Ausführung.

### 9. Ausblick und Schlusswort.

Die Arbeit der nächsten Jahre, nach Abschluss aller Brückenarbeiten für die erste Elektrifikationsperiode, wird in einer Weiterführung der Nachrechnungs- und Verstärkungsarbeiten bezüglich der eisernen Brücken auf den übrigen noch mit Dampflokomotiven betriebenen Linien bestehen, unter tunlichster Berücksichtigung der bisher angewendeten Belastungsannahmen und der Beschlüsse des internationalen Eisenbahnverbandes. Diese Arbeiten werden nicht mehr so dringlich sein, da jene Linien zwar noch 1200 km umfassen, die aber nur noch zirka 25% des Verkehrs des Netzes der Schweizerischen Bundesbahnen aufweisen.

Als wichtigste Arbeit der nächsten Jahre wird die Aufstellung einer neuen Verordnung für die Berechnung von Eisenbauten, sowie von Eisenbetonbauten sein. Es kann keinem Zweifel unterliegen, dass hierbei die Einführung der Stossziffern kommen muss, wofür noch umfangreichere Versuche zur Bestimmung der Stosszuschläge vorgenommen werden müssen, sobald geeignete Apparate erhältlich sind.

Sodann ist die Einführung hochwertiger Stahlsorten im Brückenbau aller Aufmerksamkeit wert. Es ist kaum zu bestreiten, dass die schweizerischen Qualitätsvorschriften für Flussstahl (St. 36) sehr bescheiden sind, so dass auch das gewöhnliche Handelseisen sie zu erfüllen vermag. In dieser Hinsicht muss sobald als möglich eine Aenderung getroffen werden. Durch die Anwendung hochwertiger Stahlsorten, sei es der französische St. 42, oder englische St. 44, oder die neue deutsche Brückenbaustahlqualität St. 50, wird es vielleicht gelingen, die Durchführung des Schotterbettes auch für mehr als 30 m weitgespannte Brücken noch in wirtschaftlicher Weise durchführen zu können. Dies wäre insbesondere mit Rücksicht auf allfällige hohe Durchbiegungen erwünscht.

Zurzeit lassen die Schweizerischen Bundesbahnen an der eidg. Materialprüfungsanstalt umfangreichere Versuche mit Siliziumstahl durchführen. Dieses Material weist ausgezeichnete Eigenschaften auf. Wenn es im grossen Masstabe erzeugt und gewalzt werden kann, ohne gegenüber dem normalen Flussstahl eine wesentliche Preissteigerung zur Folge zu haben, wird damit sowohl im Brückenbau, als auch im Eisenbau überhaupt, ein wirkungsvoller Ansporn zu wirtschaftlicheren Konstruktionen liegen.

Im Abschnitt 6 a wurde als Grundlage weiterer künftiger Fortschritte im Brückenbau die Walzung grosser Profile nicht nur für Träger, sondern auch für Gurtungen usw. für erheblich erklärt und die Schweissung der Stösse als letzter Erfolg hingestellt. Dabei soll nicht verkannt werden, dass die Verwendung eines einzigen Walzprofils für Träger und Fachwerkstäbe Gefahren in sich tragen kann, die nur durch sorgfältige Abnahme, geeignete Wahl der Stablängen, verbunden mit einer Prüfung durch Apparate zur Feststellung von Gefügefehlern, vermieden werden können (z. B. mittels dem Detecting Device of the Research Office of the Japanese Government Railways).

Die Verwendung von hochwertigen Stählen in Verbindung mit gewöhnlichen und hochwertigen Zementen, dürften gleichfalls noch interessante Ergebnisse liefern; auch hier liegt noch ein weites Feld der Entwicklung des Bauwesens offen.

Diese Ausführungen sollen nicht abgeschlossen werden, ohne wenigstens meine ersten Mitarbeiter zu erwähnen, nämlich die Herren Ingenieure *H. Frölich, A. Meyer* und *H. Nater,* die durch tatkräftige Mitarbeit Anteil an den erzielten Fortschritten und Erfolgen haben. Dies gilt auch von den Brückeningenieuren der drei Kreisdirektionen, nämlich den Herren *A. Robert* (Lausanne), *O. Bolliger* (Luzern) und *E. Münster* (Zürich), denen in der Hauptsache die Ueberwachung der Ausführung der Bauten übertragen war, und die sie ohne Bauunfälle zu gutem Ende führten.

### Anmerkungen:

[1]) Es verdient hervorgehoben zu werden, dass in der Schweiz die flachste Massivbrücke wohl der Pont d'Arabie in Vevey ist. Diese 10,5 m breite Strassenbrücke wurde 1874 erstellt, und zwar mit Portlandzement. Die schiefe Spannweite beträgt 19,2 m, die Pfeilhöhe 1,40 m. $\frac{f}{l} = \frac{1}{13\,7}$; Betonkubatur 1100 m³; Kosten Fr. 34/m³.)

[2]) Sie besteht aus vier gegeneinander versetzten Gewölberingen mit 22 m Lichtweite; Pfeile 1,76 — 2,2 m.

[3]) *M. Roš.* «Ueber die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler der Sitterbrücke der Bodensee-Toggenburg-Bahn». Bericht an die Techn. Kommission des V. S B. März 1924.

# Verzeichnis von ausgeführten Messungen.

5600 L Taubenlochbrücke; Messungen von 1921.
5941 L Unterführung bei Zollikofen; Belastungsprobe von 1915.
5951 L Ueberbrückung des Mühlekanals bei Gelterkinden; Probebelastung vom 15. Dez. 1915.
6088 L Muotabrücke; Dehnungsmessungen Nov. 1918.
6089 L Kerstelenbachbrücke; Dehnungsmessungen Nov. 1918.
6090 L Inschialpbachbrücke, untere Wattinger- und obere Meyenreussbrücke; Dehnungsmessungen Nov. 1918.
6110 L Versuche betreffend die Ermittlung der dynamischen Wirkungen elektrischer Lokomotiven und Dampflokomotiven auf eisernen Brücken 1917.
6121 L Brücke über die Kantonsstrasse in Faido; Spannungs- und Schwingungsmessungen vom 6. April 1919.
6122 L } Brennobrücke II. Geleise; Spannungs- und Schwin-
6313 L } gungsmessungen vom 6. April 1919 und 22. Sept. 1921.
6124 L Linthbrücke in Schwanden; Belastungsprobe.
6125 L Kohlplatzbachbrücke; Spannungs- und Einsenkungsmessungen.
6146 L Tessinbrücke bei Dazio-Grande; Spannungsmessung am Gewölbe.
6196 L Rheinbrücke bei Eglisau; Messungen vom 30. März 1920; siehe auch 6349.
6187 L Strassenbrücke über den Kerstelenbach; Probebelastung.
6244 L Pont du Grenier, La Chaux-de-Fonds; Probebelastung vom 17. Nov. 1920.
6314 L } Aabachbrücke bei Goldau; Messungen vom 1. und
6376 L } 2. Juli 1921 und vom 24. August 1922.
6316 L Brücke über die St. Jakobstrasse in Basel; Messung am Joch vom 8. März 1921.
6320 L Reussbrücke Fluhmühle Luzern; berechnete und gemessene Durchbiegungen.
6322 L Obere Tessinbrücke bei Giornico; I. und II. Probebelastung vom 28. August 1921.
6323 L Robasacco Gel. links; Probebelastung vom 2. Okt. 1921.
6339 L Selvacciabrücke; Probebelastung.
6349 L Rheinbrücke bei Eglisau; Messungen anlässlich der Einschaltung der Verspannvorrichtung am 31. Mai 1921.
6356 L Staumauer am Pfaffensprung; Messungen vom 21. und 22. März 1922.
6358 L Rohrbachbrücke; Belastungsprobe vom 2. Febr. 1921.
6363 L Morobbiabrücke; Belastungsprobe vom 11. April 1922.
6366 L Untere Limmatbrücke bei Wettingen; Belastungsprobe Gel. I.
6373 L Rupperswil - Immensee; Belastungsprobe von Brücken mit einbetonierten Trägern.
6387 L Selvaccia- und Rovanescobrücke; Absenkung der Lehrgerüste.
6388 L Linthbrücke bei Ziegelbrücke km 56 595; Spannungsmessung vom 12. Sept. 1922.
6389 L Linthbrücke bei Weesen; Spannungsmessung vom 12. Sept. 1922.
6390 L Aabachbrücke bei Lachen; Spannungsmessung vom 12. Sept. 1922.
6391 L Linthbrücke bei Rüti; Spannungsmessung vom 13. Sept. 1922.
6392 L Linthbrücke bei Diessbach; Spannungsmessung vom 13. Sept. 1922.
6393 L Linthbrücke bei Mühlefuhr; Spannungsmessung vom 13. Sept. 1922.
6396 L Unterwerk Sihlbrugg; Messungen vom 25. Okt. 1922.
6398 L Rheinbrücke Basel (Verb.-Bahn); Belastungsprobe vom 1. Sept. 1922.
6399 L Unterführung der Zürcherstrasse in Basel; Belastungsprobe vom 1. Sept. 1922.
6400 L Birsbrücke bei St. Jakob; Belastungsprobe vom 1. Sept. 1922.
6401 L Birsbrücke bei Münchenstein; Belastungsprobe vom 31. August 1922.
6402 L Birsbrücken bei Liesberg u. Soyhières; Belastungsrpobe vom 31. August 1922.
6410 L Brücke über die Jona; Belastungsprobe vom 12. Okt. 1922.
6411 L Viadukt über das Guggenloch; Belastungsprobe vom 11. Okt. 1922.
6412 L Tössbrücke bei Wyla; Belastungsprobe vom 11. Okt. 1922.
6413 L Thurbrücke bei Ulisbach; Belastungsprobe vom 11. Okt. 1922.
6414 L Rheinbrücke bei Ragaz; Belastungsprobe vom 10. Okt. 1922.
6454 Unterwerk Vernayaz; Einsenkungsmessung am Abspannträger 1—5.
6456 Probebelastung einer Rahmenkonstruktion aus Gitterträgern.
6476 L Ueberführung der Bederstrasse in Zürich; Belastungsprobe vom 23. Okt. 1923.
6491 Unterwerk Olten; Probebelastung eines Längsträgers.
6502 Muotabrücke Gel. rechts; Spannungsmessung vom 18. Okt. 1923.
6503 Reussbrücke bei Oberrüti; Spannungsmessung vom 17. Okt. 1923.
6512 L5 Rhonebrücke Chippis; Messungsergebnisse vom 2. und 3. April 1924.
6512 L7 Rhonebrücke Chippis; Auswertung der Ergebnisse.
6512 L8 Rhonebrücke Chippis; Bericht hierzu.
6550 Unterwerk Brugg; Probebelastung des Querträgers No. 8.
6573 Zürich-Meilen-Rapperswil; Belastungsprobe Brücke Typ VI.
6603 Ueberführung der Briggerstrasse in Winterthur; Belastungsprobe vom 23. Okt. 1924.
6632 Brücke über die Grosse Emme bei Burgdorf; Belastungsprobe vom 12. März 1924.
6641 Unterwerk Seebach; Belastungsprobe des 40 t-Krans.
6650 Ufermauer Wädenswil; Belastungsprobe vom 15. Mai 1925.
6691 L. U. Z.; Probebelastung zur Bestimmung der Bettungsziffer.
6703 Reussbrücke bei Mellingen; Spannungsmessung vom 20. Juli 1925.
6752 Untere Kessilochbrücke; Messungsergebnisse beim Ausrüsten am 3. Sept. 1925.
6753 Obere Kessilochbrücke; Messungsergebnisse beim Ausrüsten am 8. Dez. 1925.
6754 Rhonebrücke Chippis; Belastungsprobe vom 2. Dez. 1925.
6760 L1 Badenerstrassenüberführung (L. U. Z.); Messungen vom 31. Januar 1926.
6760 L2 Badenerstrassenüberführung (L. U. Z.); Auswertung der Messung vom 31. Januar 1926.
6763 Grandfeyviadukt; Messungsergebnisse während dem Ausschalen des ersten Gewölbes (1926).
6764 Frutigenstrassenunterführung Bahnhof Thun; Belastungsprobe von 1923 und 1924.
6765 Allmendstrassenunterführung Bahnhof Thun; Belastungsprobe vom 5. Febr. 1925.
6738 L1 Viaduc du Day; essais de diagrammes.
6775 Ueberführung der Engstringerstrasse in Schlieren; Belastungsprobe vom 13. Mai 1925.
6776 Murgbrücke bei Murgenthal; Belastungsprobe vom 4. Okt. 1924.
6797 Reussbrücke Fluhmühle; Belastungsprobe vom 20. Sept. 1921.

## Besondere Untersuchungen.

1. Untersuchung von Eisenbetonbauten: 1917 mit Nachträgen. Rhonebrücke bei Chippis 1924—26.
2. Versuche mit Längsträgeranschlüssen: 1917.
3. Untersuchung der dynamischen Beanspruchung eiserner Eisenbahnbrücken: 1917.
4. Versuche mit Natursteinen und daraus gemauerten Körpern: 1921.
5. Versuche mit Naturhölzern und geleimten Körpern: 1921.
6. Untersuchung über Kriegsbrücken: 1922—24.
7. Versuche mit genieteten und geschweissten Verbindungen: 1925.
8. Beobachtungen 1922—26 der Bewegungen des Hebelgewichtes bei der Rheinbrücke Eglisau.
9. Beobachtungen 1918—26 der Scheitelbewegungen bei der Linthbrücke bei Schwanden.
10. Beobachtungen beim Bau des Grandfeyviaduktes: 1925—26.
11. Untersuchungen beim Bau des Grandfeyviaduktes: 1925—26.
12. Mehrteilige Fachwerke, Knicken der Streben.

Abb. 1. Limmatbrücke bei Zürich-Wipkingen: Linie Zürich-Winterthur (zweigeleisig).
Spannweite 52,80 m. — Erbaut 1855/56.

Abb. 3. Viadukt über die Worbleren bei Bern: Linie Olten-Bern (zweigeleisig).

Spannweiten 25,6 + 30,4 + 25,6 m.
Erbaut 1855/57.
Totale Kosten Fr. 212 000.

Eisengewicht 240 Tonnen.
Entwurf: *C. Etzel*, Ingenieur.
Ausführung: *Gebr. Benckiser*, Pforzheim.

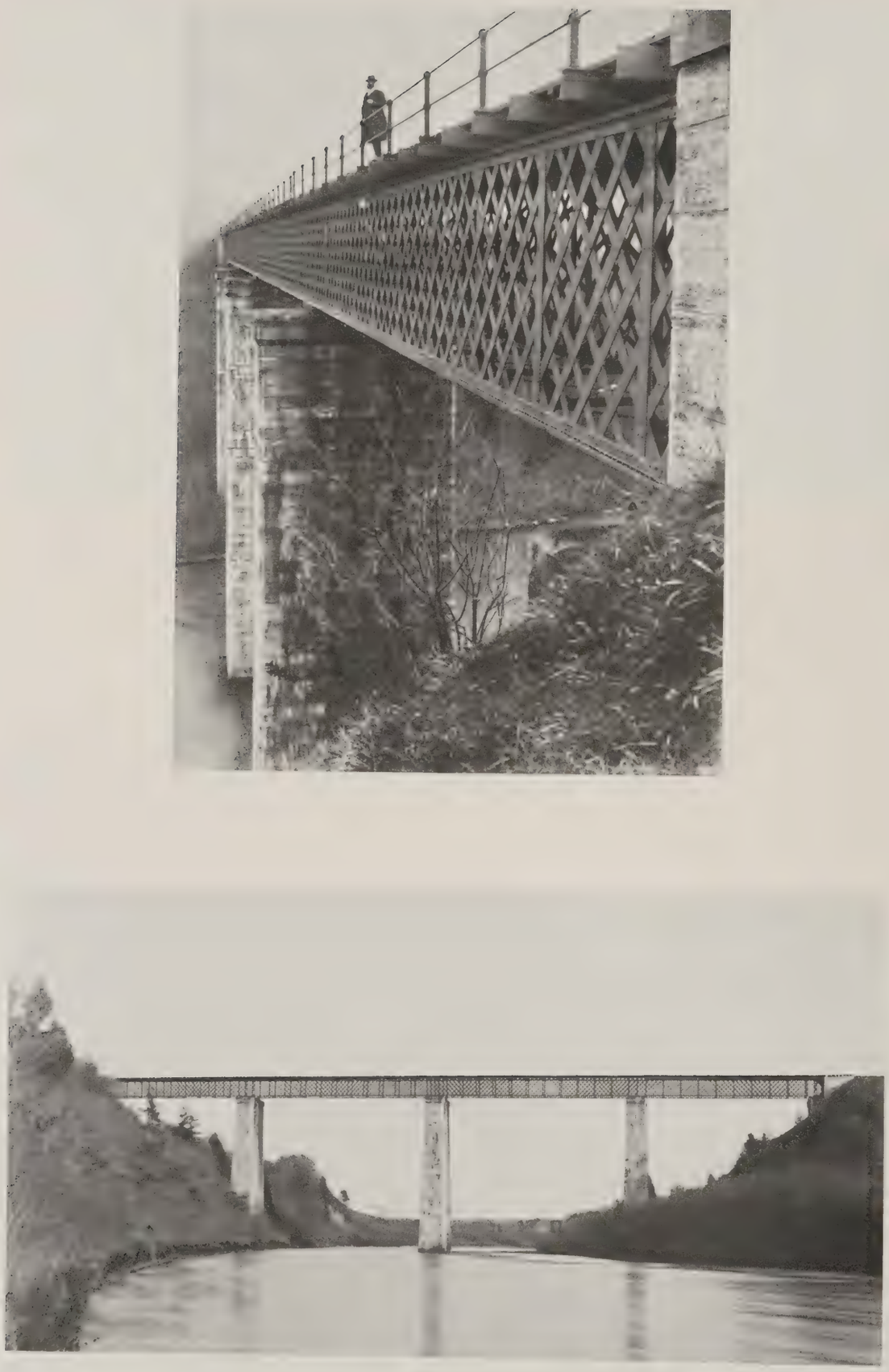


Abb. 2. Thurbrücke bei Andelfingen: Linie Winterthur - Schaffhausen.

Spannweiten 30,9 + 35,9 + 35,9 + 31,4 m. Ausführung: *Gebr. Benckiser*, Pforzheim.
Erbaut 1856/57.

Abb. 4. Viaduc de la Paudèze près de Pully: Ligne Lausanne-Brigue (à 2 voies).

Portée 35,0 + 45,70 + 45,70 + 35,0 m
Construit 1858/60
Coût total fr. 560 000

Poids du fer 570 tonnes
Projet: Prof. *Gaudard*, Lausanne
Exécution: *Bonzon & fils*, Yverdon

Abb. 5. Pont sur la Thièle à Yverdon: Ligne Lausanne-Bienne (à 2 voies).

Portée 3 × 24,75 m
Construit 1859

Poids du fer 272 tonnes
Projet: Prof. *Gaudard*, Lausanne
Exécution: *Bonzon & fils*, Yverdon

Abb. 6. Aarebrücke bei Olten der alten Hauensteinlinie (Doppelspur).

Spannweiten $3 \times 31{,}50$ m.
Erbaut 1854/56.
Totale Kosten Fr. 600 000.
Eisengewicht: 412 Tonnen.
Entwurf: *C. Etzel,* Ingenieur.
Ausführung: Werkstätte Olten unter Leitung von *Riggenbach.*

Abb. 11. Reussbrücke in der Fluhmühle bei Luzern: Linie Zug-Luzern.

Spannweiten $5 \times 27{,}80$ m.
Erbaut 1864.
Eisengewicht 250 Tonnen.
Ausführung der Gründung: *Ph. Holzmann & Cie.,* Frankfurt a. M.
Ausführung der Ueberbauten: *Gebr. Benckiser,* Pforzheim.

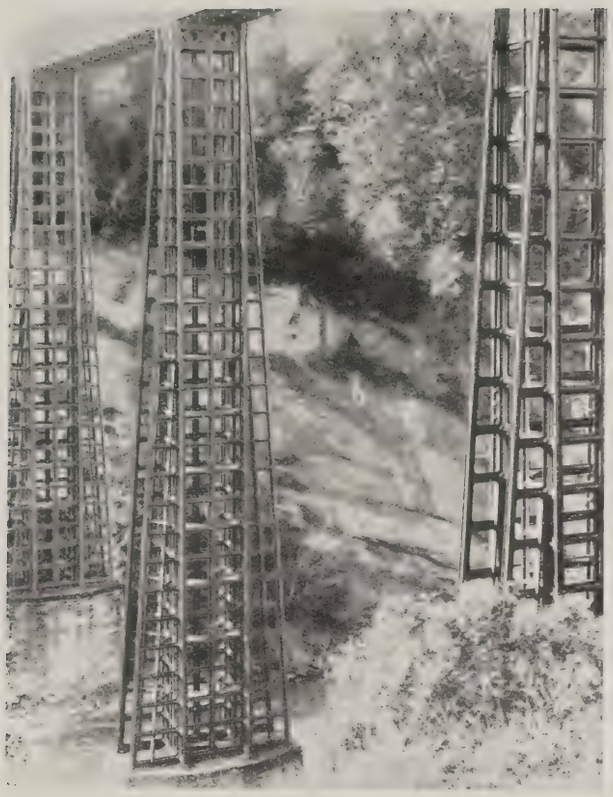


Abb. 7. Sitterviadukt bei Bruggen: Linie Winterthur - St. Gallen.

Spannweiten 38,6 + 42,5 + 42,5 + 38,6 m.
Erbaut 1853/56.
Totale Kosten Fr. 910 000.

Eisengewicht 1300 Tonnen.
Entwurf: *C. Etzel.*
Ausführung: *G. Dollfuss*, Basel.

Abb. 8. Thurviadukt bei Schwarzenbach: Linie Winterthur - St. Gallen.

Spannweiten 32,3 + 37,2 + 37,2 + 32,3 m.
Erbaut 1854/55.

Eisengewicht 438 Tonnen.
Entwurf: *C. Etzel.*
Ausführung: *G. Dollfuss,* Basel.

Abb. 9. Viaduc de Grandfey près de Fribourg: Ligne Lausanne-Berne (à 2 voies).

Portée 43,75 + 5 × 48,80 + 43,75 m
Exécuté en 1857/62
Projet: *Nördling, Etzel, Durbach et Jaquemin.*
Coût total: fr. 2 450 000

Maçonneries: 20 000 m³
Fers 3150 tonnes
Exécution: *Schneider & Cie*
*Le Creuzot,* France
*Mathieu,* Ingénieur

Abb. 9 a. Viaduc de Grandfey près de Fribourg.

Abb. 10. Viaduc du Day près de Vallorbe: Ligne Lausanne - Vallorbe (à 2 voies).

Portée 23,00 + 54,50 + 37,50 m
Projet: Prof. *Gaudard*, Lausanne
Coût total fr. 440 000.

Exécution 1867/69
Maçonneries 8850 m³, Fers 346 tonnes

Abb. 12. Reussbrücke bei Mellingen: Linie Baden-Lenzburg.

Spannweiten 30,00; 50,00 + 60,00 + 50,00 m.
Erbaut 1876/77.
Eisengewicht 416 Tonnen.
Entwurf und Ausführung:
*Ott & Cie.*, Bern und
*Probst* und *Röthlisberger*, Ingenieure.

Abb. 13. Viadukt über die Thur bei Ossingen.

Spannweiten 57,60 + 3 × 72,00 + 57,60 m.
Erbaut 1873/75.
Totale Kosten Fr. 1 160 000.
Eisengewicht 880 Tonnen.
Entwurf und Ausführung:
*Gebr Decker & Cie.*, Cannstatt.

Abb. 12a. Reussbrücke bei Mellingen.

Abb. 14. Guggenlochviadukt bei Lütisburg: Linie Wil-Wattwil.

Spannweiten 47,36 + 57,33 + 47,36 m.
Erbaut 1869.
Eisengewicht 427 Tonnen.

Entwurf und Ausführung:
*Gubser*, Ing., Wil.

Abb. 15. Rheinbrücke bei Hemishofen: Linie Etzwilen - Singen.

Spannweiten 57,15 + 70,00 + 70,00 + 57,15 m.
Erbaut 1874.
Kosten Fr. 890 000.

Eisengewicht 915 Tonnen.
Entwurf und Ausführung:
*Cail & Cie.* in Paris.

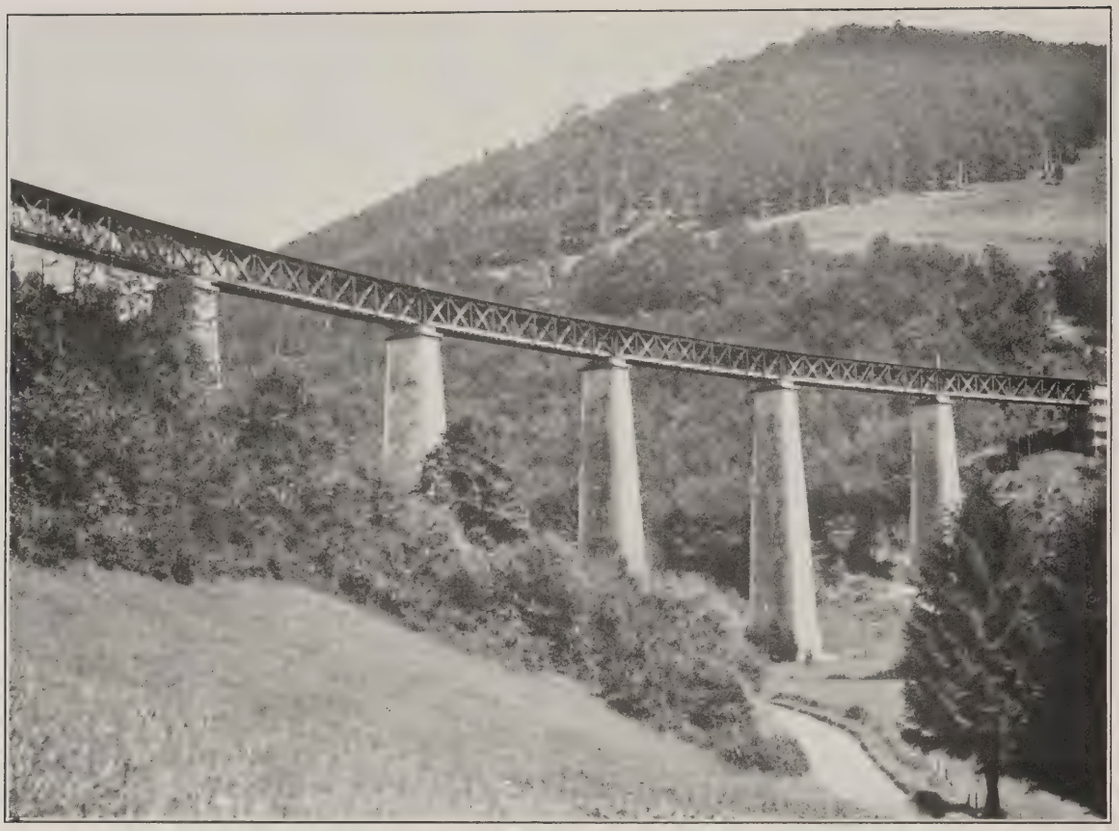


Abb. 16 und 16a. Viaduc de Combe Maran près de St. Ursanne: Ligne Delémont - Delle.

Portée 6 × 38,81 m
Construit 1874/75

Projet: *Bridel*, Ingénieur
Exécution: *Decker frères*, Cannstatt

Abb 16a. Montage: exécuté moyennant deux échafaudages en fer.

Abb. 19. Ueberführung der Linie Oerlikon-Kloten über die Linie Zürich-Bülach.

Spannweite 40,90 m.
Erbaut 1875.

Abb. 17. Pont sur le Rhône à Massongex: Ligne Lausanne-Brigue.

Portée 69,90 m
Construit 1870/71

Projet: Prof. *Gaudard*, Lausanne
Exécution: *Ott & Cie.*, Berne
et *Probst*, Ingénieur

Abb. 18. Zihlkanal- bezw. Aarebrücke bei Brugg: Linie Biel-Bern.

Spannweite 2 × 54,6 m.
Erbaut 1877.

Ausführung: *Ott & Cie.*, Bern.

Abb. 20. Aarebrücke bei Brugg: Linie Zürich-Basel.

Spannweiten 37,10 + 45,70 + 58,30 + 45,70 + 37,10 m.
Erbaut 1874/75.
Totale Kosten Fr. 819 000.

Eisengewicht 440 Tonnen.
Entwurf und Ausführung:
*Gubser*, Ingenieur.

Abb. 21. Linthkanalbrücke unterhalb Ziegelbrücke: Linie Zürich-Chur.

Spannweite 51,7 m.
Erbaut 1874.
Eisengewicht 104 Tonnen.
Totale Kosten Fr. 90 000.

Entwurf: *Nord-Ost-Bahn, Moser*, Ingenieur.
Ausführung: *Maschinenfabrik Esslingen.*

Abb. 22. Limmatbrücke unterhalb Wettingen: Linie Zürich - Brugg (dreigeleisig).

Spannweiten 42,0 + 51,0 + 42,0 m.
Erbaut 1877.
Eisengewicht 600 Tonnen.
Totale Kosten Fr. 673 000.

Entwurf: *Nord-Ost-Bahn, Moser,* Ingenieur.
Ausführung: *„Union"*, Dortmund.

Abb. 23. Rheinbrücke bei Eglisau: Linie Zürich - Schaffhausen.

Spannweite 90,0 m.
Erbaut 1895/97.
Eisengewicht 672 Tonnen.
Totale Kosten Fr. 1 100 000.

Entwurf: *Nord-Ost-Bahn,*
*Moser* und *Züblin,* Ingenieure.
Ausführung: *Buss & Cie.*, Basel.

Abb. 24 und 24a. Aarebrücke bei Koblenz: Linie Koblenz - Basel.

Spannweiten 5 × 47,0 m.
Erbaut 1896/97.
Eisengewicht 1077 Tonnen.

Entwurf: *Nord-Ost-Bahn, Moser,* Ingenieur.
Ausführung: *Bosshard & Cie.,* Eisenwerk Näfels.

Abb. 27. Bogenbrücke über den Rohrbach bei Wassen: Gotthardlinie.

Spannweite 60,0 m, Entwurf: *Gerlich* und *Brack*, Ingenieure.
Erbaut: I. Geleise 1881 durch *Gutehoffnungshütte*, Sterkrade.
II. Geleise 1891 durch *Miani Silvestri*, Mailand.
Eisengewicht der Geleisebrücke I 225 Tonnen.

Abb. 25. Limmatbrücke bei Zürich-Letten.

Spannweiten 35,16 + 35,16 + 45,18 m, Entwurf: *Nord-Ost-Bahn, Mantel*, Ingenieur.
Erbaut 1895/96. Ausführung: *Savigliano*, Turin.
Eisengewicht 403 Tonnen.

Abb. 26. Kerstelenbachviadukt bei Amsteg: Gotthardlinie.

Spannweiten 2 × 50,0 m. Entwurf: *Gerlich* und *Brack*, Ingenieure.
Erbaut: I. Geleise 1881 durch *Gutehoffnungshütte*, Sterkrade.
II. Geleise 1892 durch *Miani, Silvestri*, Mailand.
Eisengewicht der Geleisebrücken I 267 Tonnen.

Abb. 28. Ponte sul fiume Ticino presso Cadenazzo: Linea Bellinzona - Locarno.

Portata 5 × 50,75 m.
Costruito 1904 (Sostituzione).
Peso: 876 tonnellate.

Progetto: Ferrovia del Gottardo:
*Lubini*, ingegnere.
Esecuzione: *Bell & Co.*, Kriens-Lucerna.

Abb. 29. Passage inférieur au Col-des-Roches — Le Locle.

Portées 26,8 + 36,9 + 26,8 m
Construit: 1905/06
Poids du fer 198 tonnes

Projet et exécution:
*Probst, Chapuis* et *Wolf*, Nidau
ingénieurs

Abb. 30. Passage inférieur à Versoix: Ligne Lausanne-Genève (Chemins de fer P.-L.-M.).
Ouverture: 7,2 m biais avec mur en aile courbés.

Abb. 36. Limmatbrücke bei Turgi: Linie Turgi-Waldshut.
3 Oeffnungen zu 25 m. — Erbaut 1856.

Abb. 31. Viaduc de l'Aubonne: Ligne Lausanne-Genève.

Ouvertures $1 \times 13{,}5 + 10 \times 9{,}0$ m
Construit 1856/58

Maçonneries 10 860 m³
Coût total Fr. 791 000.

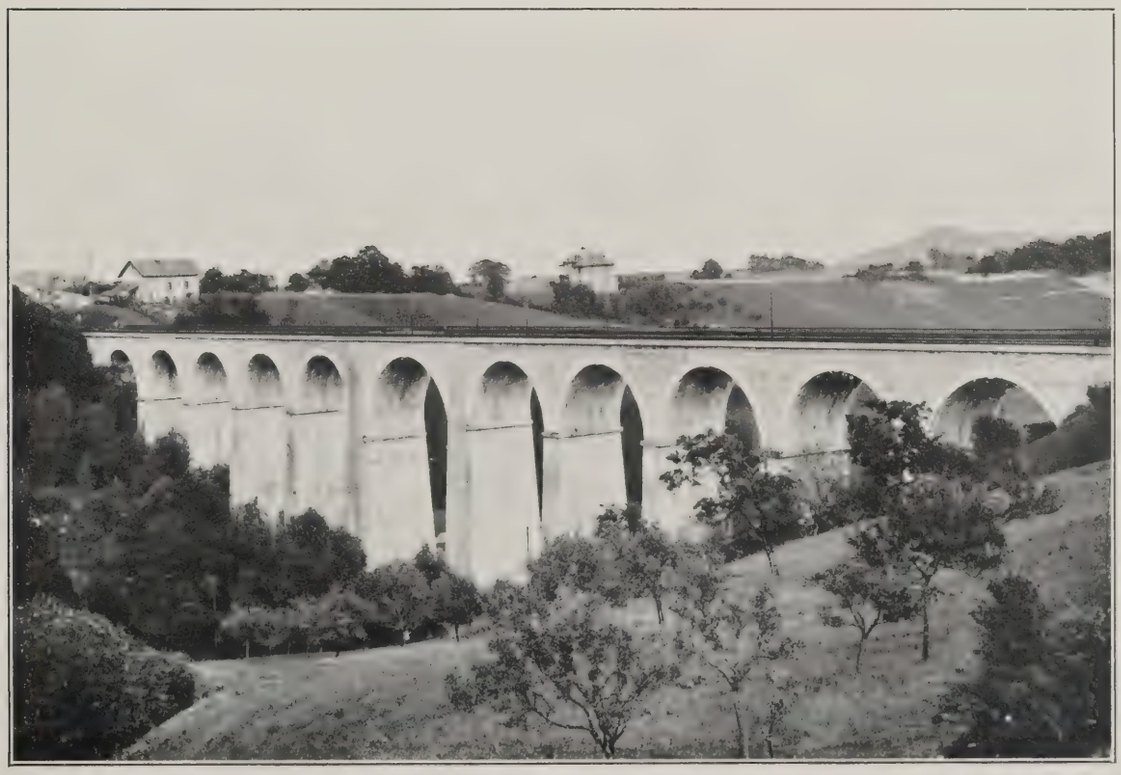


Abb. 32. Viaduc sur l'Areuse à Boudry: Ligne Neuchâtel-Lausanne.

Ouvertures $10 \times 15{,}0 + 1 \times 20{,}0$ m
Construit 1858/59

Maçonneries 22 000 m³
Coût total Fr. 706 000

Abb. 33. Viaduc de la Conversion: Ligne Lausanne-Berne.

12 ouvertures à 12,0 m — Maçonnerie 24 000 m³
Construit 1858/62 — Coût total Fr. 798 000

Abb. 38. Viadotto del Piantorino: Linea Bellinzona-Lugano.

Costruito 1880/81 — 7 aperture da 12 m

Abb. 34. Viadukt bei Rümlingen: Alte Hauensteinlinie.

8 Oeffnungen zu 13,5 m.
Erbaut 1855/56.

Entwurf: *C. Etzel,* Ingenieur.
Kosten Fr. 345 000.

Abb. 35. Viadukt bei Goldach: Linie St. Gallen-Rorschach

5 Oeffnungen zu 13,5 m.
Erbaut 1854/56.

Entwurf: *C. Etzel,* Ingenieur.
Kosten Fr. 290 000.

Abb. 37. Rheinbrücke bei Laufen: Linie Winterthur - Schaffhausen.
Erbaut 1856/57. — 9 Oeffnungen von 12 bis 18 m Weite.

Abb. 39. Oerlikonerviadukt in Zürich: Linie Zürich - Winterthur.
Gemischter Bau: Gewölbe und eiserne Ueberbauten. Erbaut 1894/96. Entwurf: *Nord-Ost-Bahn*, *Moser*, Ingenieur.

Abb. 40 und 40a. Rheinbrücke bei Ragaz: Linie Sargans-Chur.

Spannweiten 5 × 24,0 m.
Erbaut 1857/58.

Projekt: entsprechend der Thurbrücke Müllheim.
Ausführung: *v. Gugelberg*, Inspektor, Maienfeld.

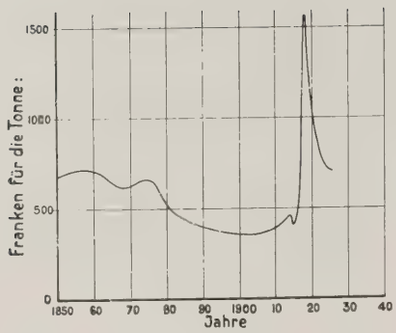



Abb. 47. Preiskurve für fertig aufgestellte eiserne Brücken in der Schweiz in den Jahren 1850 bis 1926.

Abb. 41. Thurbrücke bei Müllheim: Linie Winterthur - Romanshorn.

Spannweiten 37,6 + 50,4 + 50,4 + 37,6 m. Erbaut 1854/55.

Entwurf: *Nord-Ost-Bahn*, *Beck*, Ingenieur.

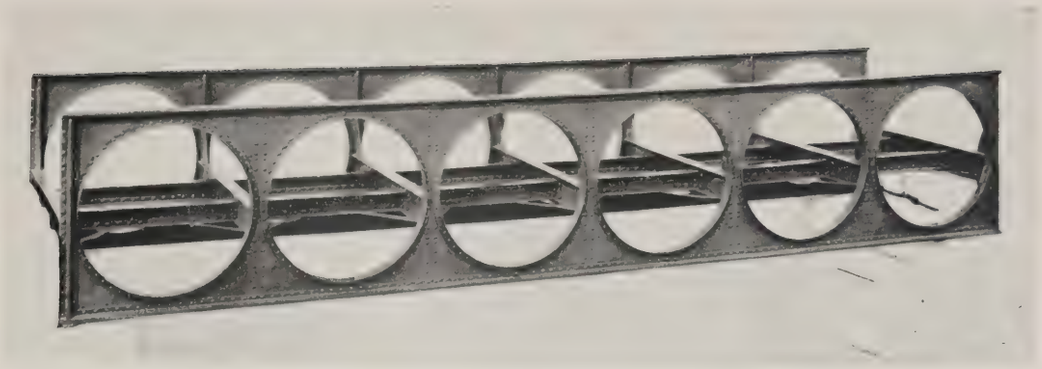


Abb. 42. Modell eines Rahmenträgers nach Riggenbach.

Angefertigt 1857.

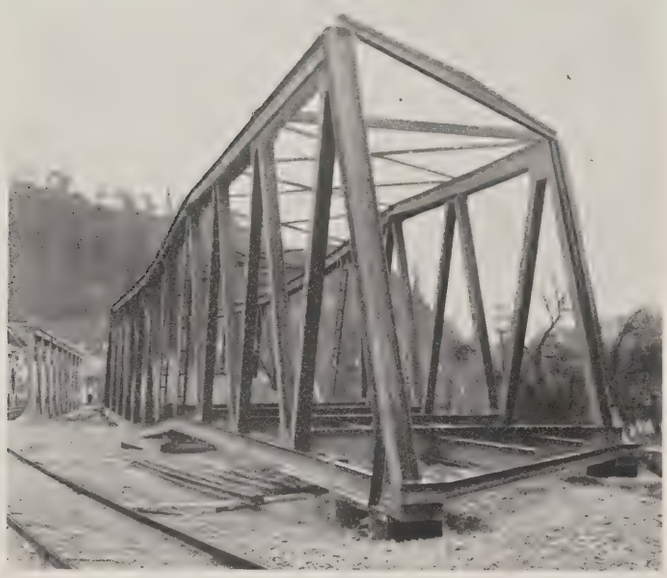


Abb. 43. Bruchprobe mit dem ausgewechselten Ueberbau der Emmenbrücke bei Wolhusen.

Ausgeführt 1894.
Spannweite 47,9 m.

*Jura-Simplon-Bahn.*
*Elskes*, Ingenieur.

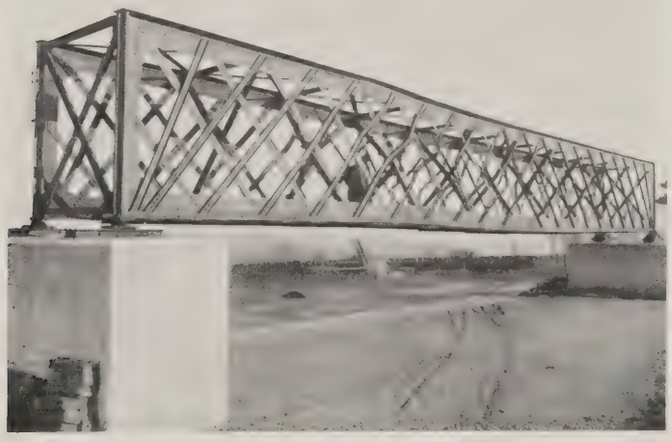


Abb. 44. Bruchprobe mit dem ausgewechselten Ueberbau der Mühlebachbrücke bei Mumpf.

Ausgeführt 1895/96.
Spannweite 28,4 m.

*Nord-Ost-Bahn:*
*Meister*, Ingenieur.

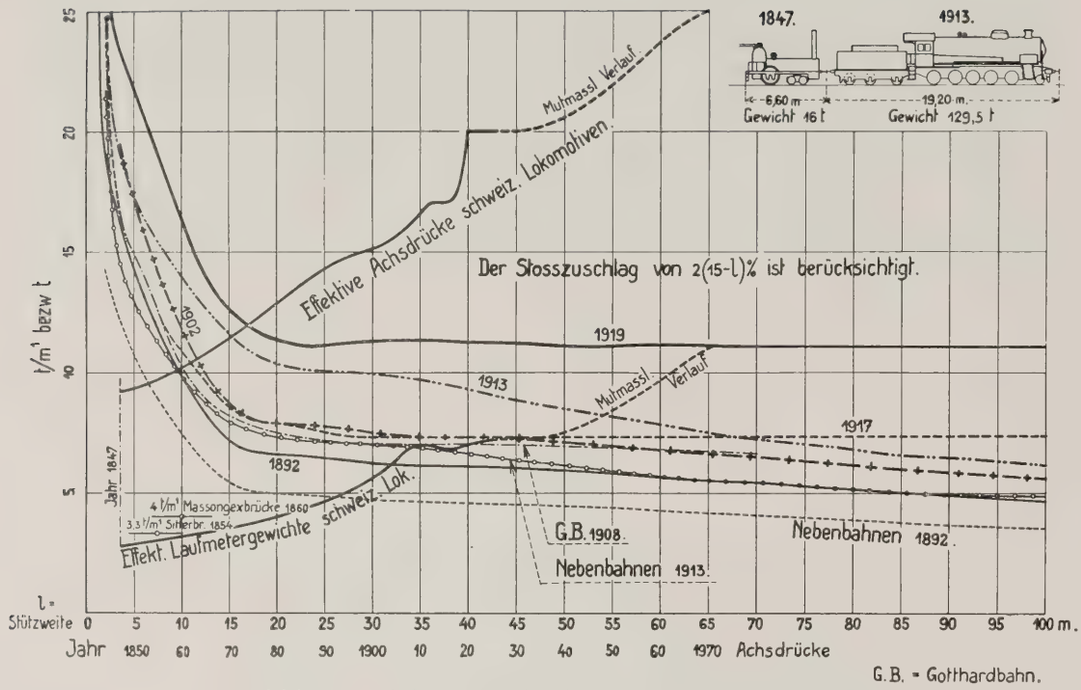



Abb. 45. Belastungsgleichwerte für Momente.

Dampf-Lokomotiven vom Jahr 1847 und 1913. Entwicklung der Achsdrücke und Laufmetergewichte der Lokomotiven.

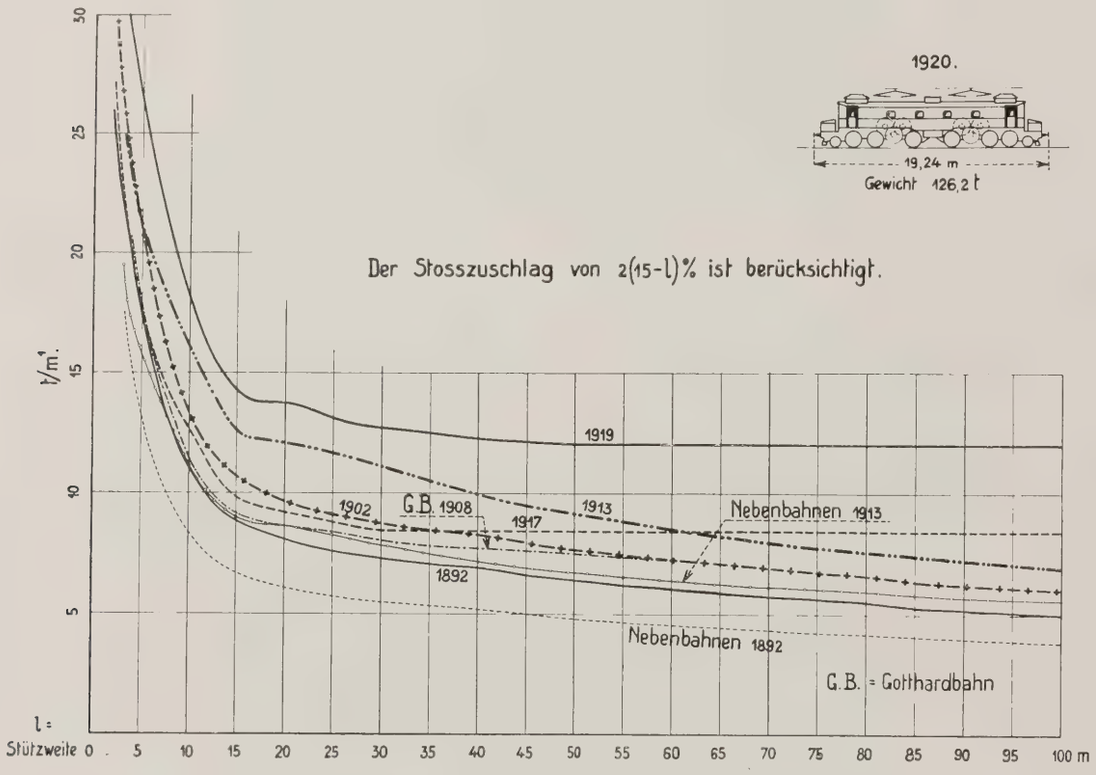



Abb. 46. Belastungsgleichwerte für Querkräfte.

Elektrische Lokomotive vom Jahr 1920.

Abb. 48. Aarebrücke bei Brugg: Linie Zürich-Basel (doppelgeleisig).

Spannweiten 37,10 + 45,70 + 58,30 + 45,70 + 37,10 m.

Erbaut 1903/04.

Eisengewicht 1400 Tonnen.

Entwurf: S. B. B., *Meister*, Ingenieur.

Ausführung: { Werkstätten *C. Zschokke*, Döttingen.
*Wartmann & Vallette*, Brugg.

Abb. 49. Thurbrücke bei Andelfingen: Linie Winterthur - Schaffhausen.

Spannweiten 30,90 + 35,88 + 35,88 + 31,44 m.

Erbaut 1906/07. Entwurf: *S. B. B.*

Eisengewicht 325 Tonnen. Ausführung: Werkstätten *C. Zschokke*, Döttingen.

Abb. 51. Pont sur le Rhône à Massongex: Ligne Lausanne - Brigue (2me voie).

Portée 69,35 m
Exécuté 1903/04
Fers 350 tonnes

Projet: *C. F. F.*
Exécution: *Ateliers mécaniques* de Vevey.

Abb. 50. Limmatbrücke oberhalb Wettingen: Linie Zürich - Brugg (zweigeleisig).

Spannweiten 41,44 + 53,76 + 41,44 m.
Erbaut 1912.
Eisengewicht 750 Tonnen.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Löhle & Kern A.-G.*, Zürich.

Abb. 52. Inschireussbrücke bei Amsteg: Gotthardlinie.

Spannweite 77,0 m. Verstärkung durch Hängewerke. Entwurf: *S. B. B.*
Ausgeführt: *Bosshard & Cie.*, Näfels.

Abb. 53. Viadukt über den Kerstelenbach bei Amsteg: Gotthardlinie.

Spannweiten 2 × 50,0 m. Verstärkung durch Hängewerke. Entwurf *S. B, B.*

Abb. 54. Brücke über die mittlere Maienreuss bei Wassen: Gotthardlinie.

Spannweite 65 m. Verstärkung durch Hängewerk.

Abb. 55. Tössbrücke bei Töss: Linie Winterthur-Koblenz.

**Spannweiten 2** × 28 m.
Erbaut 1906/07.
Eisengewicht 125 Tonnen.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Löhle & Kern A.-G.*, Zürich.

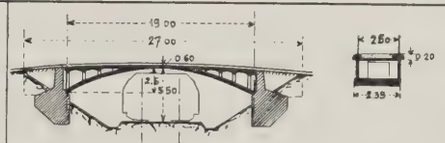
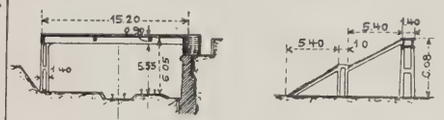
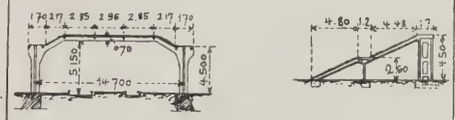
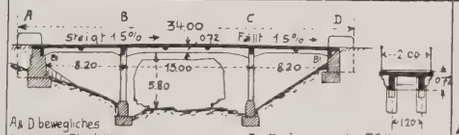
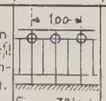
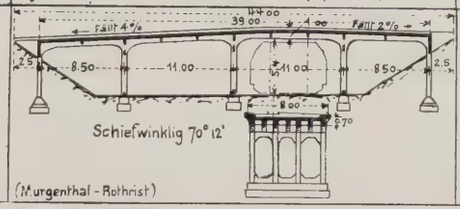
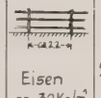
| Strecke & Km. Name des Objekts. | Bauart. Längenschnitt & Querschnitt. | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast | Material-mengen (ohne Geländer) Stampfbeton. Eisenbeton. Eisen. Armierung % | KOSTEN: Eisenbetonkonstruktion ohne Fundation, Flügel, Geländer, Isolierung, Vorsatzbeton, Stocken, etc. Für 1 m³ Eisenbeton & Total. | Für 1 m² nutzbare Grundfläche. | Für 1 m² Ansichtsfläche & 1 m Breite. | Geländer für 1 m Länge. | Vorsatzbeton & Stocken. Total | 1 m² | Fundation mit Aushub + Flügelmauern. | Verschiedenes Treppen, Kanalisation, Isolierung etc. | Gesamtkosten pro m² Nutzfläche & Total | Bauzeit ohne Fundation, Zufahrtsrampe & Chaussierung. Baujahr. Ausführende Firma. | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Winterthur – Romanshorn. 41.012. Frauenfeld. |  | 350 kg/m² oder 12 t Wagen | | – | 70 m² | | | | | | | 91.– 6400.–¹) | 1905. | ¹) Einschl. Fundament, Steinbett auf Asphaltbelag, Beschotterung u. Geländer. |
| Zürich-Thalwil. 11.360. Thalwil. | Bl = Bleigelenk Zweigelenkbogen 0.30 m stark. | 350 kg/m² oder 12 t Wagen. | 30 | 3710.–¹) | 123.70¹) | 22.30¹) | Pfosten INP 6 | | | | | 3710.–¹) | 2½ Monate. 1913. Sauberlin & Cie Zürich | ¹) Einschl. Fundation, Flügel, Geländer, Stocken u. Bekiesung. ²) Fallierte während des Baues |
| Auvernier-Pontarlier Km. 17.472. Noiraigue. |  | 300 kg/m² | | 4200.– | 110.– | *) 27.50 | 9.70 | | | 1022.– | | 153.– 5804.– | 3 Monate. 1913-14. W. Holliger & Cie Neuenburg. P. Bossi Noiraigue. | *) Ansichtsfläche der Treppen inbegriffen |
| Lausanne-Berne Km. 91.027. Niederwangen. (Bümplitz-Thörishaus) |  | 400 kg/m² | | 2500.– | 56 m² 45.– | *) 11.90 | 8.45 | | | 600.– | | 71.– 3980.– | ½ Monat. 1914. B. Fontana Bümpliz. | *) Ansichtsfläche d. Treppen inbegriffen |
| St. Margrethen-Winterthur. 72,575. Mörschwil. |  A & D bewegliches Lager mit Bleiplatten B & C eingespannte Pfeiler | 450 kg/m² | 69 m³ 18,5 m³ 2,0 t 1,4 % | 158.– 2917.– | * Länge der armierten Fahrbahnplatte mal Breite zwischen den Geländern = 62 m² 47.– | * Fläche zwischen Bahnkunstprofil & Strassen-Fahrbahn. 9.40 |  Eisen 32 kg/m 16.– | 1) 347 | 1) 5.80 | 796.– + 1609.–²) 2405.– | Isolierung 535.– | * Breite zwischen den Geländern 115.– 7138.– | 1½ Monate 1910. E. Froté & Cie Zürich | 1) Zementmörtel-Besenwurf. 2) Einschl. Brücken-Köpfe & Pfeilersockel |
| Olten – Bern. 56.803. Überführung d. L.M.B. & der Staatsstrasse. Roggwil. |  Schiefwinklig 70° 12' (Murgenthal-Rothrist) | 500 kg/m² oder 22 t Wagen. Unter dem Geleise der L.M.B. Rollschemel von 40 t. | | ------ 20382.– | 312 m² 65.– | —— |  Eisen ca. 30 Kg/m Fr. 12.– | *) 720 + **) 2000 = 2720 | 6.– 2.– 240 | 1675.– | Betonbrüstungen: 250.– + Trammaste 450.– 700.– | 85.– 26437.– | 8 Wochen 1916. O. & E. Kästli Bern. | *) Vorsatzbeton d. sichtbaren Aussenflächen inkl. & Brechend. Kanten. **) Roher Verputz (Kellenwurf) der übrigen sichtbaren Flächen |

Abb. 56. Eisenbetonbrücken. Strassenüberführungen, ausgeführt in den Jahren 1905—1916.

| Strecke & Km. / Name des Objekts. | Bauart. Längenschnitt & Querschnitt. | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast | Materialmengen (ohne Geländer) Stampfbeton. Eisenbeton. Eisen-Armierungs% | KOSTEN: Eisenbetonkonstruktion ohne Fundation, Flügel, Geländer, Isolierung, Vorsatzbeton, Stocken etc. Für 1 m³ Eisenbeton & Total. | Für 1 m² nutzbare Grundfläche. | Für 1 m² Ansichtsfläche & 1 m Breite. | Geländer für 1 m. Länge. | Vorsatzbeton & Stocken. Total | 1 m². | Fundation mit Aushub + Flügelmauern. | Verschiedenes Treppen. Kanalisation, Isolierung etc. | Gesamtkosten pro m² Nutzfläche & Total. | Bauzeit ohne Fundation, Zufahrtsrampe & Chaussierung. Baujahr. Ausführende Firma. | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| St. Margrethen-Winterthur. 90.392. Gossau, West. | Objekt im Einschnitt & schiefwinklig unter 76°. 19.25; 2.0; 1.0; Fällt 5%; 2.0; 5.81; 5.10; 17.25; A; B; 10.30; 7.80; 2.5; 1.0; 7×1.20; 9.60; A u. B = Bleigelenke | 450 kg/m² oder 20 t. Wagen | — 314 m³ 21.8 m³ 0.9% | 77 — 24288 4) | 198 m² 3) 130 — 4) | 24.30 | 1.70/2; G = 25 kg/m. Flacheisen. 25. — | 600. 2) | 3.50 2) | Aushub = 1300 — Fundamente = 2304 — | Verbreiterung infolge Strassenabzweigung 1421 Aufhängen von Rohrleitungen 714 Isolier. 2072. | 152 — 30040 3) | 3 Monate. 1912. Th. Bertschinger's Söhne Lenzburg. | 1) Beton der Fundamente & Rahmenstützen hat Mischung 1:7.5 während der Eisenbeton normal mit Mischung 1:5 ausgeführt wurde. 2) Nur Stocken. 3) Ohne Verbreiterung infolge Strassenabzweig. 4) Einschl. arm. Fundam. |
| St. Margrethen-Winterthur 129.097 Schnasberg. (Elgg-Raterschen) | Gelenke aus Bleiplatten = Bl. Scheitelstärke = 30 cm Kämpferstärke = 40 cm. 30.70; Steigt 5,8%; 0.70; Fällt 0,2%; 4.50; 0.70; 5.25; 5.49; 3.78; Bl; 19.30; 3.80 | 250 kg/m² oder 6 t. Wagen. | 36 m³ 64 m³ 3,1 t. 0,6% | 100 — 6361 — | 138 m² 46 — | 10.10 | wie Objekt Eschlikon Pfosten I N° 10 G = 15 kg/m. 9. — | 207 | 1,25 1) | 951 — | Isolierung 1177 — | 67 — 9248 2) | 1 Monat. 1913. Ed. Züblin & Cie Zürich. | 1) Indurinanstrich. 2) Gewölbestirnfläche ist gestockt (= 3.50 Fr/m²) |
| St. Margrethen-Winterthur 122.742 Aadorf. | Schiefwinklig unter 83°. 19.50; 4,2%; 1.05; 4,2%; 5.28; 15.10; 2.2; 2.2; 17.30; A; B; 5.20; 1.05; A & B = Bleigelenke. | 450 kg/m² oder 20 t. Wagen | 1 { 32 m³ 91 m³ 10,6 t 1,5% 2 { 88 m³ 144 m³ 13,8 t 1,2% | 99 — 8954 — 93 — 13410 — | 101 m² 89 — 101 m² 132 — | 14.60 1 22 — 2 | wie Gossau jedoch G = 25 kg/m Profileisen 22 — | 5660 3) | 12.— | 2336 + 4456 2) 6792 | Treppenanlagen mit 48 m² Nutzfläche einschl. 6 cm starken Granitstufenplatten 10200 — 4) Isolierung 633 — | 150 — 15208 1) 218 — 22000 2) 33 560 3) | 3 Monate. 1913. Westermann & Cie A.G. St. Gallen. | 1) Rahmen allein 2) Rahmen mit 4 normalen, die Zufahrtsrampen senkrecht abschliessenden Eisenbetonflügeln. 3) Gesamtobjekt mit Treppenanlagen. 4) Ohne Stocken |
| St. Margrethen-Winterthur. 87020 & 89031. Breitfeld & Mettendorf. | 29.90; Steigt 4.5%; 1.0; Fällt 4.75%; 6.70; 16.50; 5.12; 6.70; 4.8; 1.00; (Winkeln-Gossau) | 250 kg/m² oder 6 t. Wagen. | 22 m³ 83 m³ 7,9 t 1,2% | 111. — 9133. — | 144 m² 63. — | 14.40 | 1.80; G = 28 kg/m Profileisen. 24. — | 1294 | 7.— | 703. — | Isolierung 844. — | 93. — 13302 — | 1 Monat. 1913. Westermann & Cie A.G. St. Gallen. | |
| St. Margrethen-Winterthur 126.959 Schneitstrasse. (Elgg-Raterschen) | 33.50; Steigt 4.3%; 1.04; Fällt 0.25%; 7.70; 8.05; 17.50; 8.30; 5.00; 1.04; Schiefwinklig unter 66° | 350 kg/m² oder 12 t. Wagen. | 38 m³ 117 m³ 15,2 t 1,7% | 115 — 13480. — | 168 m² 80. — | 17.70 | 1.90; Platte 8 cm dick 39 1) | — | — | 1000 — | Isolierung 1256 — | 112 — 18812 — | 1¾ Monate. 1913. F. Züblin & Cie Zürich. | 1) Einschl. Vorsatzbeton, Stocken & eiserne Füllstäbe. |

Abb. 56. Eisenbetonbrücken. Strassenüberführungen, ausgeführt in den Jahren 1912—1913.

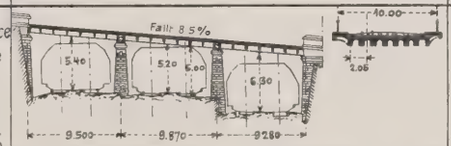
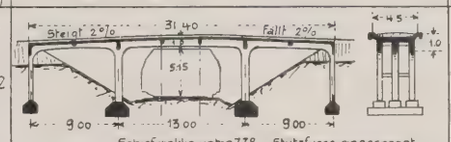
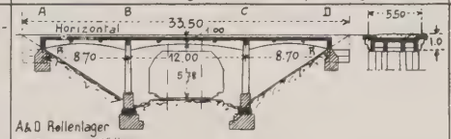
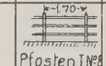
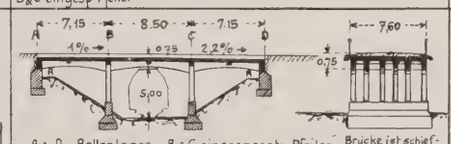
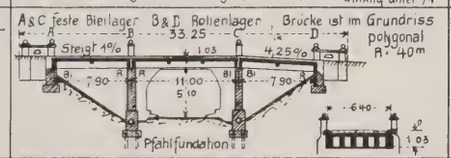
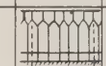
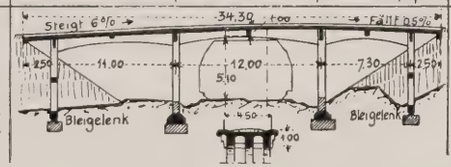
| Strecke & Km / Name des Objekts | Bauart. Längenschnitt & Querschnitt. | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast | Material-mengen ohne Geländer: Stampfbeton. Eisenbeton. Eisen. Armierung % | KOSTEN — Eisenbetonkonstruktion ohne Fundation, Flügel, Geländer, Isolierung, Vorsatzbeton, Stocken etc: Für 1 m³ Eisenbeton & Total. | Für 1 m² nutzbare Grundfläche | Für 1 m² Ansichtsfl. & 1 m Breite. | Geländer für 1 m Länge. | Vorsatzbeton & Stocken. Total | 1 m² | Fundation mit Aushub + Flügelmauern. | Verschiedenes Treppen, Kanalisation Isolierung etc. | Gesamtkosten pro m² Nutzfläche & Total. | Bauzeit ohne Fundation, Zufahrtsrampe & Chaussierung. Baujahr. Ausführende Firma. | Bemerkungen. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Lausanne-St Maurice u. » – Berne Km. 0.300 **Montbrillant.** (Bahnhof-Lausanne) |   | 450 Kg/m² oder 20t Wagen. | — | ------ | 289 m². | ------ | | — | — | 11000.– | *) —— | 26934.– | 2 Monate. 1905. S. de Mollins s. Ferrari Lausanne. | *) Der Preis der Abdichtungen ist in der Pauschalsumme enthalten. Die Konsolen über den Pfeilern sind in Eisenbeton. |
| Winterthur-Romanshorn 79 000 & 79 272 **Aach** (Amriswil-R'horn) |   | 250 kg/m² oder 6t Wagen. | 111 m³ 12,8 t 1,5% | 122.– 13500.–¹) | 141 m² 96.– | 16.10 | wie Objekt Eschlikon. 12.– | — | — | Erdaushub 448.– | Keine Isolierung —— | 105.– 14709.– | 2 Monate. 1907. Maillart & Cie Zurich. | Objekt hat um ca. 50% kleinere Spannungen als die übrigen! (¹) Einschl. arm. Fundamentkörper. ²) Lehrgerüste a. Kantholz & Pfosenvorrichtung m. Sandtopfen. |
| St. Margrethen-Winterthur. 116.826. **Eschlikon** |   | 350 kg/m² oder 12t Wagen | 103 m³ 88 m³ 8,9 t 1.4% | 115.– 10125.– | 164 m² 62.– | 11.40 |   Pfosten IN°8 Röhren 1¼ G=14 kg/m 11.– | 1280 | 7.– | 2065.– + 1241.¹) 3306.– | Isolierung 2077.– | 105.– 17170.– | 2 Monate. 1911. | 1) Einschl. Pfeilersockel – Fullbeton. Gebr. Baumann und Stiefenhofer Altdorf mit Ingenieurbureau Bolliger & Cie Zurich. |
| Sulgen-Gossau 21661 **Moosburg** (Arnegg-Gossau) |   | 350 kg/m² oder 12t Wagen. | 78 m³ 82 m³ 11,9 t 1,9% | 152.– 12417.– | 176 m² 71.– | 15.20 | wie Objekt Eschlikon. 25.–¹) | 633 | 2.50²) | 1461.–³) | Isolierung 1273.– | 94.– 16502.– | 2 Monate 1912. Dyckerhoff & Widmann Karlsruhe. | 1) Zwischen Fahrbahn & unterstem Gasrohr ein Drahtgeflecht. 2) Nur Stocken. 3) Einschl. Pfeilersockel – Fullbeton. |
| St Margrethen-Winterthur 112 320 **Gloten** (Wil – Sirnach) |   | 350 kg/m² oder 12t Wagen. | 183 m³ 68 m³ 10,2 t 1,9% | 147.– 10060.– | 174 m² 58.– | 11.40 |   G = 24 kg/m 21.– | 1110 | 5.– | 1871.²) + 1713.³) + Pfeiler 3300 6884.– | Isolierung 1970.– | 122.–²) 21115.– | 2 Monate 1912. | 1) Ohne Pfeiler. 2) Ohne Pflanlung. 3) Einschl. Bruckenköpfe, Widerlager & Geländerpfosten B & C. Gebr. Baumann und Stiefenhofer Altdorf mit Ingenieurbureau Bolliger & Cie Zurich. |
| St Margrethen Winterthur 128.416 **Haldenhof.** (Elgg – Räterschen) |   | 350 kg/m² oder 12t Wagen. | 27 m³ 87 m³ 11,3 t 1,7% | 110.– 9560.– | 154 m² 62.– | 13.50 | wie Objekt Eschlikon Gasröhren jedoch 1½". G = 16,5 kg/m 14.– | 1220 | 7.– | 681.– | Isolierung 1660.– | 93.– 14275.– | 1¾ Monate. 1913. | Gebr. Baumann und Stiefenhofer Altdorf mit Ingenieurbureau Bolliger & Cie Zurich. |

Abb. 56. Eisenbetonbrücken. Strassenüberführungen, ausgeführt in den Jahren 1905—1913.

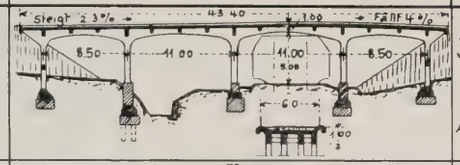
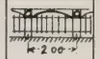
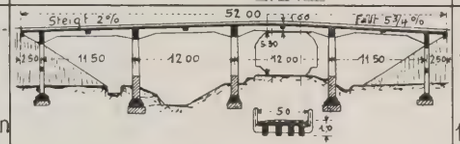
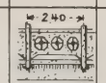
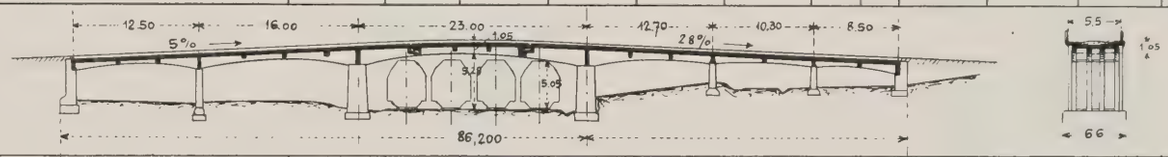
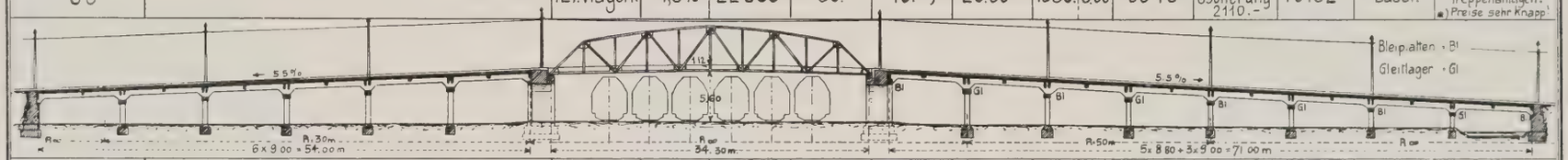
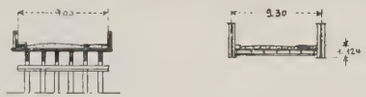
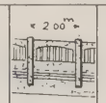
| Strecke & Km. / Name des Objekts | Bauart. Längenschnitt & Querschnitt. | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast | Materialmengen (ohne Geländer) Stampfbeton, Eisenbeton, Eisen. Armierungs% | KOSTEN: Eisenbetonkonstruktion ohne Fundation, Flügel, Geländer, Isolierung, Vorsatzbeton, Stocken, etc. — Für 1m³ Eisenbeton & Total. | Für 1m² nutzbare Grundfläche. | Für 1m² Ansichtsfläche & 1m Breite. | Geländer für 1m Länge. | Vorsatzbeton & Stocken. Total | 1m². | Fundation mit Aushub + Flügelmauern. | Verschiedenes. Treppen, Kanalisation Isolierung etc. | Gesamtkosten pro m² Nutzfläche & Total. | Bauzeit ohne Fundation Zufahrtsrampe & Chaussierung. Baujahr. Ausführende Firma. | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| St Margrethen-Winterthur 119.185. Jfwil. (Eschliken - Radorf) |  | 350 kg/m² oder 12t. Wagen. | 87 m³ 157 m³ 16,6t 1,4% | 109.- 17152.- | 260 m² 66.- | 12.60 |  G = 32 kg/m Profileisen 23.- | 1155. | 7.- | 3654.-[1] 1420.-[2] | Isolierung 2750.- | 108.- 28126.- | 2¼ Monate. 1912. | 1) Einschl Wasserhaltung ausschl Pfählung. 2) Pfeilersockel-Fullbeton Gebr. Baumann und Shefenhofer Altdorf mit Ingenieurbureau Bolliger & Cie Zurich. |
| St Margrethen-Winterthur 121 135. Guntershausen (Eschliken-Radorf) |  | 350 kg/m² oder 12t Wagen. | 55 m³ 157 m³ 22,8t 1.9% | 118.- 18562.- | 260 m² 71.- | 11.80 |  Plattenstärke 8cm 39.-[1] | 1800. | 7.- | 2111.- | Rinnsteine & Kanalisation 1148.- Isolierung 2600.- | 121.- 31550.- | 2¼ Monate. 1912. Gebr Baumann & Shefennofer u.s.w | 1) Mit Vorsatzbeton & Stocken, einschl Konsolen mit Pfosten & eiserne Füllungen mit 2 x Anstrich. |
| Elgg. |  | | | | | | | | | | | | | |
| St Margrethen Winterthur 126 015. Elgg *) | | 350 kg/m² oder 12t. Wagen. | 354 m³ 228 m³ 33,8t 1,9% | 100.- 22888.- | 459 m² 50.- | 10.-[1] | 20.60[2] | 4350. | 5.60 | 2547.- + 6643.-[3] | Treppenanlag mit 44 m² Nutzfläche einschl. Geländer, Fundamente & Stocken 5470.- Isolierung 2110.- | 93.- 42682.-[1] 48152.-[4] | 3½ Monate 1914. J Betz & Cie Basel. | 1) Ohne Treppenanlagen. 2) Einschl Konsolen 3) Mit Stocken der Sichtflächen. 4) Gesamtkosten mit Treppenanlagen. *) Preise sehr Knapp. |
| |  | | | | | | | | | | | | | |
| Goldau-Erstfeld. 20.332. Brunnen. |  Querschnitte | 500 kg/m². 1) Mot. Wagen (Axdruck = 10t). 22t. Wagen. | | 64287.- | 1125 m². 57.- | 10.90 |  24.- | 3508. | 3.20 | 9103.-[2] | Gesamtkosten der Anlage: 1 Armierter Beton ..... 88516.05; 2. Eisenkonstruktion ..... 56927.95; 3 Übrige Arbeiten ..... 76546.00; Fr. 221990.00. 4306.-[3] | 88516.-[4] | 6½ Monate. 1914. Tiefbau & Eisenbeton Gesellsch. A.G. Zürich. | 1) Strassenbahn. 2) Ohne Aushub. 3) Mit Treppenbelag (granit) 4) Ohne Fund 48 und Treppenbelag mit Geländer über den gem. Rampen. |

Abb. 56. Eisenbetonbrücken. Strassenüberführungen, ausgeführt in den Jahren 1912—1914.

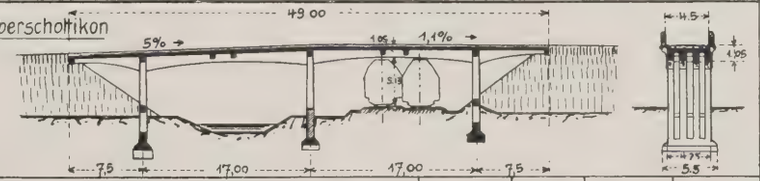
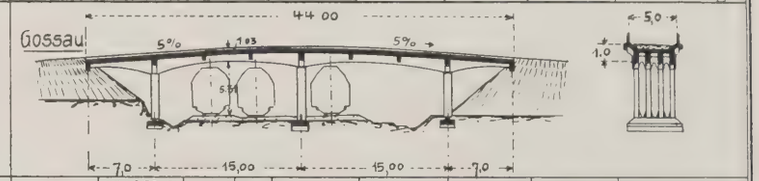
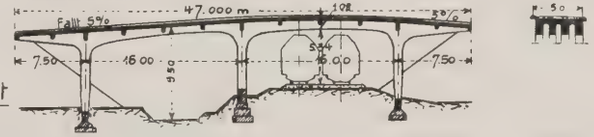
| Strecke & Km. / Name des Objekts. | Bauart. Längenschnitt & Querschnitt. | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast | Materialmengen (ohne Geländer, Stampfbeton, Eisenbeton, Eisen. Armierungs%) | KOSTEN: Eisenbetonkonstruktion ohne Fundation, Flügel, Geländer, Jsolierung, Vorsatzbeton, Stocken, etc: Für 1 m³ Eisenbeton & Total. | Für 1 m² nutzbare Grundfläche | Für 1 m² Ansichtsfläche & 1 m Breite. | Geländer für 1 m Länge. | Vorsatzbeton & Stocken. Total 1 m² | Fundation mit Aushub + Flügelmauern. | Verschiedenes Treppen, Kanalisation, Jsolierung etc | Gesamtkosten pro m² Nutzfläche & Total. | Bauzeit ohne Fundation Zufahrtsrampe & Chaussierung. Baujahr Ausführende Firma | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Oberschottikon  | | | | | | Gossau  | | | | | | |
| St Margrethen Winterthur 129 903 Oberschottikon (Eigg.-Raterschen) | | 350 kg/m² oder 12 t Wagen | 70 m³ 136 m³ 23.8 t. 2.3% | 135.– 18375.– | 220 m² 84.– | 14.70 | 25.– [1] | 2855 7.– | 2014.– | Rinnsteine 490.– Jsolierung 2602.– | 130.– 28766.– | 3½ Monate. 1913. Gebr. Baumann & Stiefenhofer usw | 1) Ohne Vorsatzbeton & Stocken jedoch einschlies. Konsolen & Pfosten & Eisenfüllung |
| St Margrethen-Winterthur 89.351 Gossau *) | | 350 kg/m² oder 12 t Wagen | 25 m³ 126 m³ 15,3 t 1,6% | 95.– 11926.– | 220 m² 54.– | 10.70 | Platte 8 cm dk 21 [1] | 893 3.– | 555.– | Jsolierung 1039.– | 74.– 16398.– | 2½ Monate. 1914. Ed. Eisenring Gossau. | * Preise zu niedrig! 1) Einschliesslich Stocken, Eisenanstrich & Konsolen. |
| | Charrat  | | | | | | | | | | | | |
| St Maurice Brigue Km. 70 972 bei Charrat-Fully | | 400 Kg/cm² oder 14 t Wagen | — | 19768.– | 235 m² 84.– | 13.– | 23.85 | — — | 4937.– | *) — | 115.– 26947.– | 4 Monate. 1914. s. Ferrari Lausanne. | *) Der Preis der Abdichtungen ist in d. Pauschalsumme enthalten. Fundation teilweise schwierig, in fliessendem Sand. (Schalung nötig) |

Abb. 56. Eisenbetonbrücken. Strassenüberführungen, ausgeführt in den Jahren 1913—1914.

Abb. 56 a. Strassenüberführung in Aadorf: km 122,742 der Linie Winterthur - St. Gallen.

Abb. 56 b. Strassenbrücke bei Elgg: Linie Winterthur - St. Gallen.

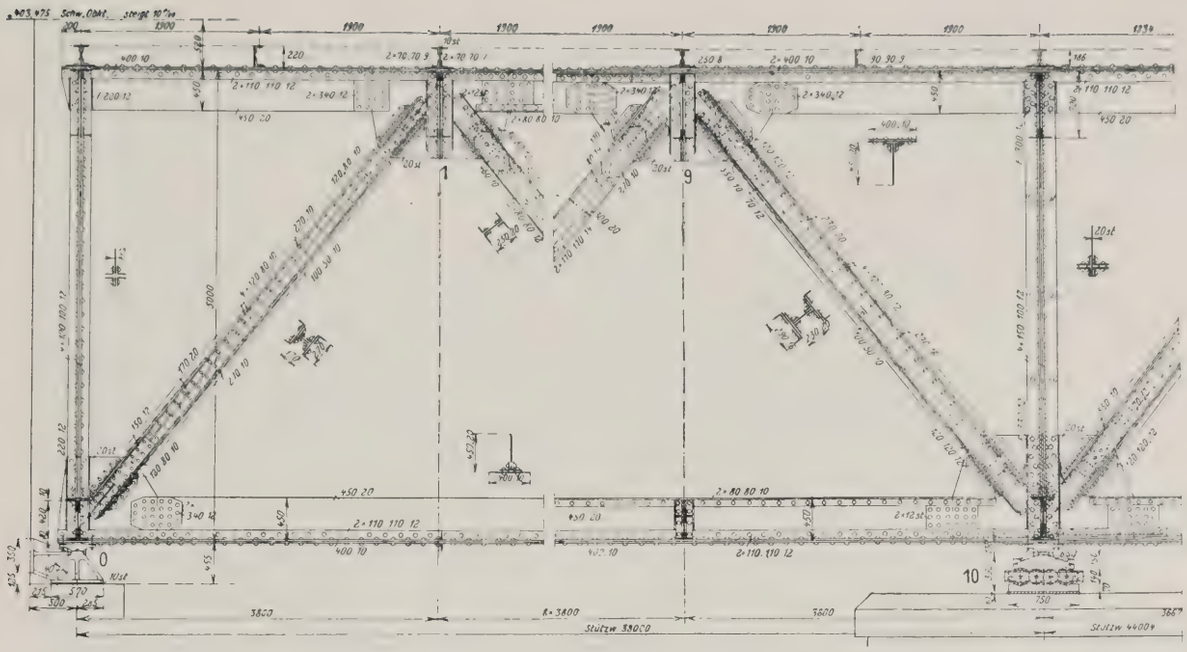
Erbaut 1914.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Betz & Cie.*, Basel.

Abb. 56 c. Ueberführung der Langenthal - Melchnau-Bahn und der Staatsstrasse nach Roggwil: km 56,803 der Linie Olten - Bern.

Abb. 56d. Ueberführung der Gasometerstrasse in Schlieren: Linie Zürich - Olten.

Abb. 56e. Ueberführung bei Guntershausen: km 121,135 der Linie Winterthur - St. Gallen.



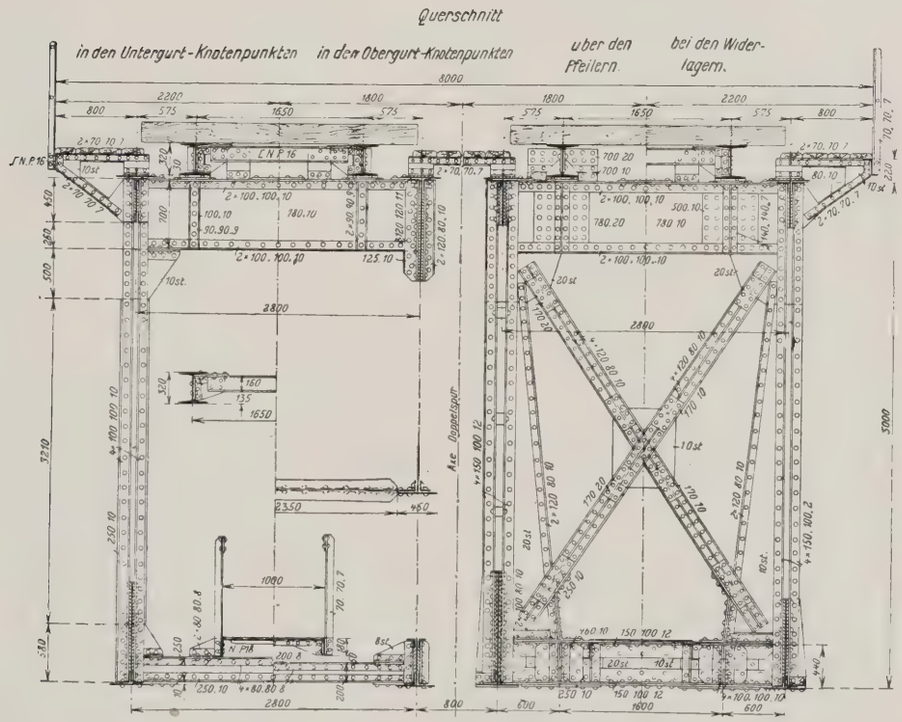



Abb. 57. Aarebrücke bei Olten: Neue Hauensteinlinie (zwei Geleise).

Spannweiten 38,0 + 44,0 + 38,0 m.

Erbaut 1913/14.
Eisengewicht 560 Tonnen.
Totale Kosten Fr. 600 000.

Entwurf: *S. B. B.*,
Ausführung: *Buss & Cie.*, Basel.

Abb. 58. Aarebrücke bei Interlaken-Ost: Brienzerseebahn.

Spannweiten 25,2 + 92.8 + 25 2 m.

Erbaut 1914/16. Entwurf: *S. B. B,*

Eisengewicht 538 Tonnen. Ausführung: *Wartmann & Vallette,* Brugg.

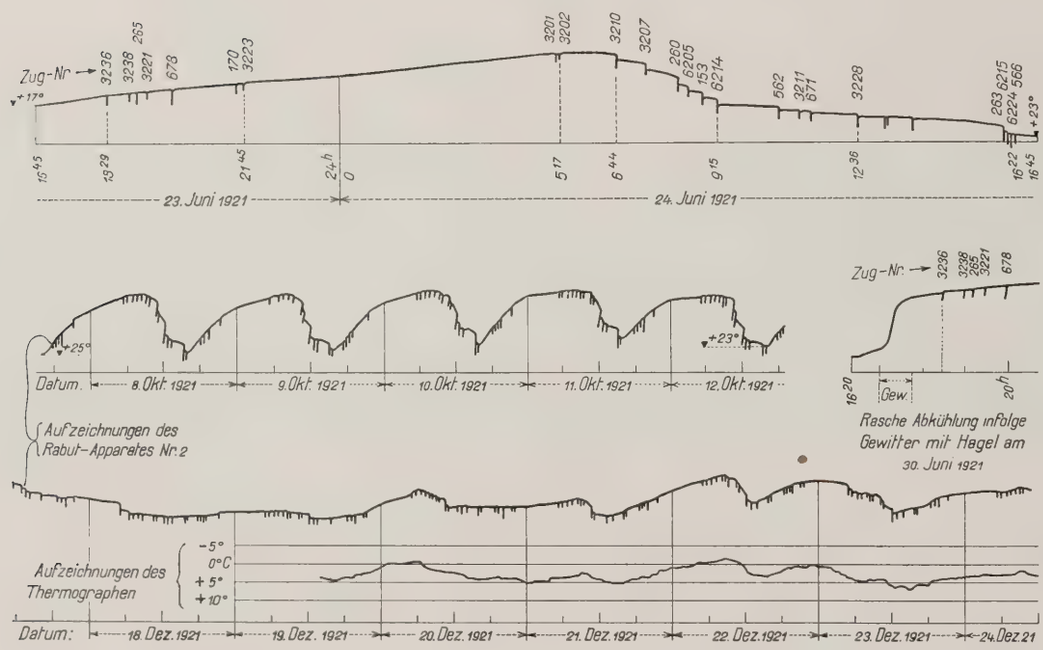



Abb. 60 d. Rheinbrücke bei Eglisau.

Bewegungen des Hebels.

Abb. 59. Aarebrücke bei Uttigen: Linie Bern-Thun (zweigeleisig)

Spannweite 65,8 m
Erbaut 1917/18 und 1919/20.
Eisengewicht 480 Tonnen.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Bosshard & Cie.*, Näfels.
*Bell & Cie.*, Kriens.

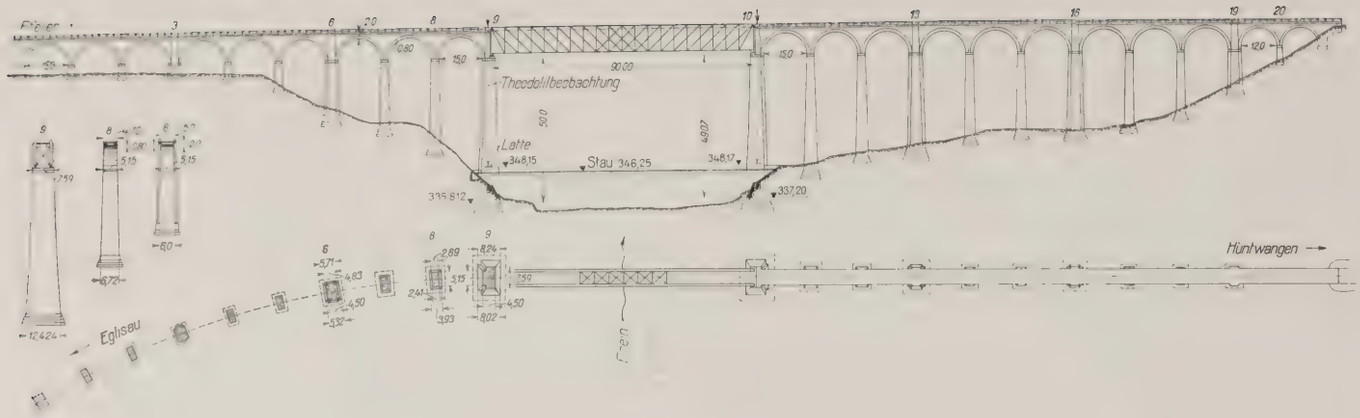



Abb. 60 a. Rheinbrücke bei Eglisau.
Ansicht und Grundriss 1 : 2500.

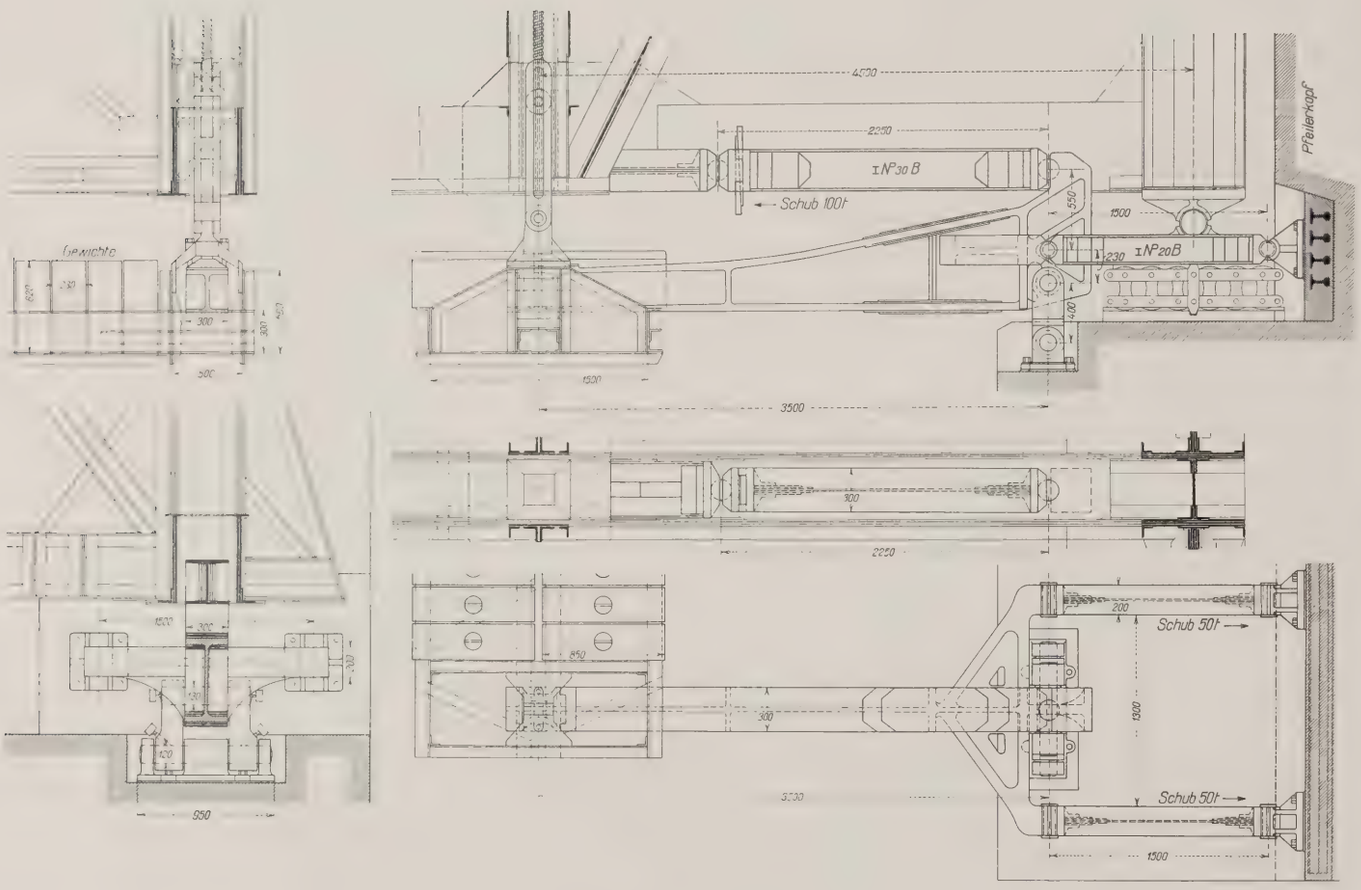



Abb. 60 b. Rheinbrücke bei Eglisau.
Einzelheiten der Verspannvorrichtung 1 : 50.

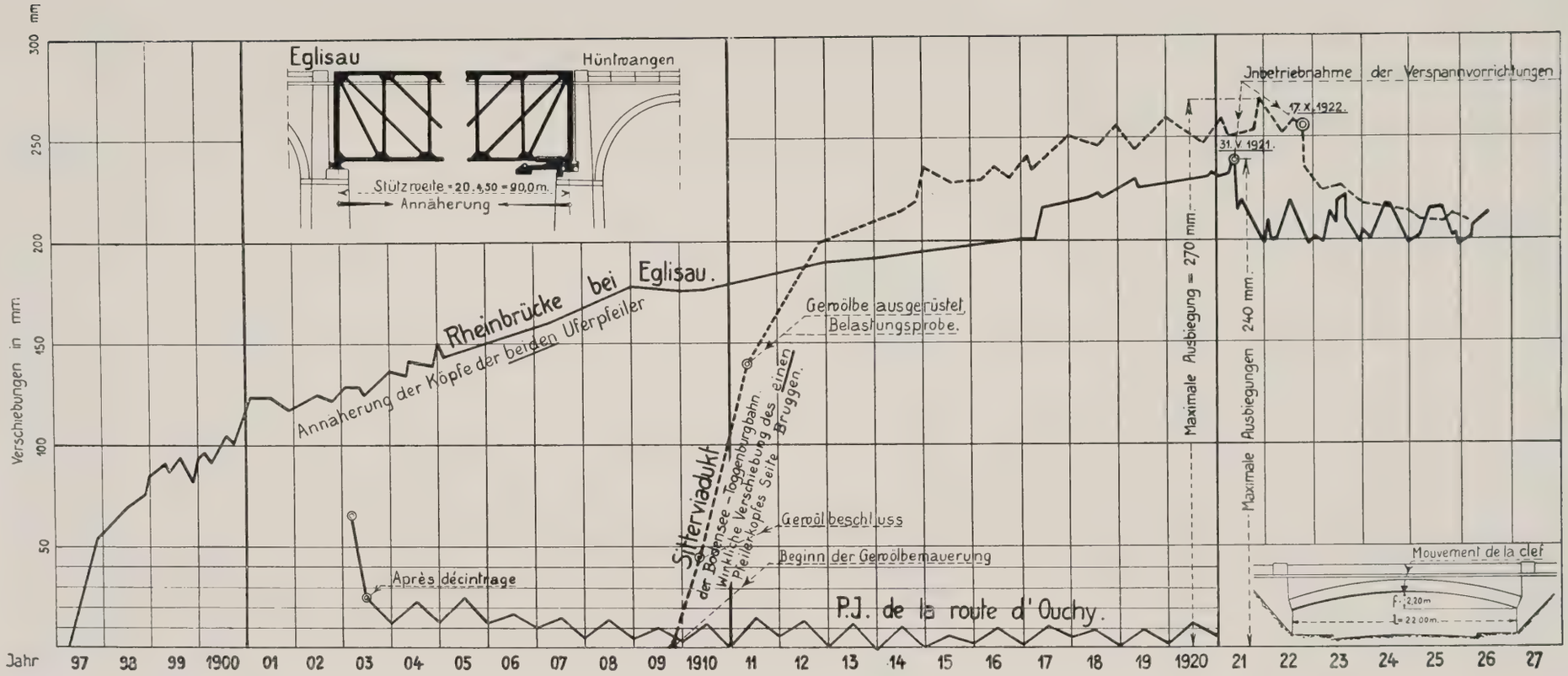
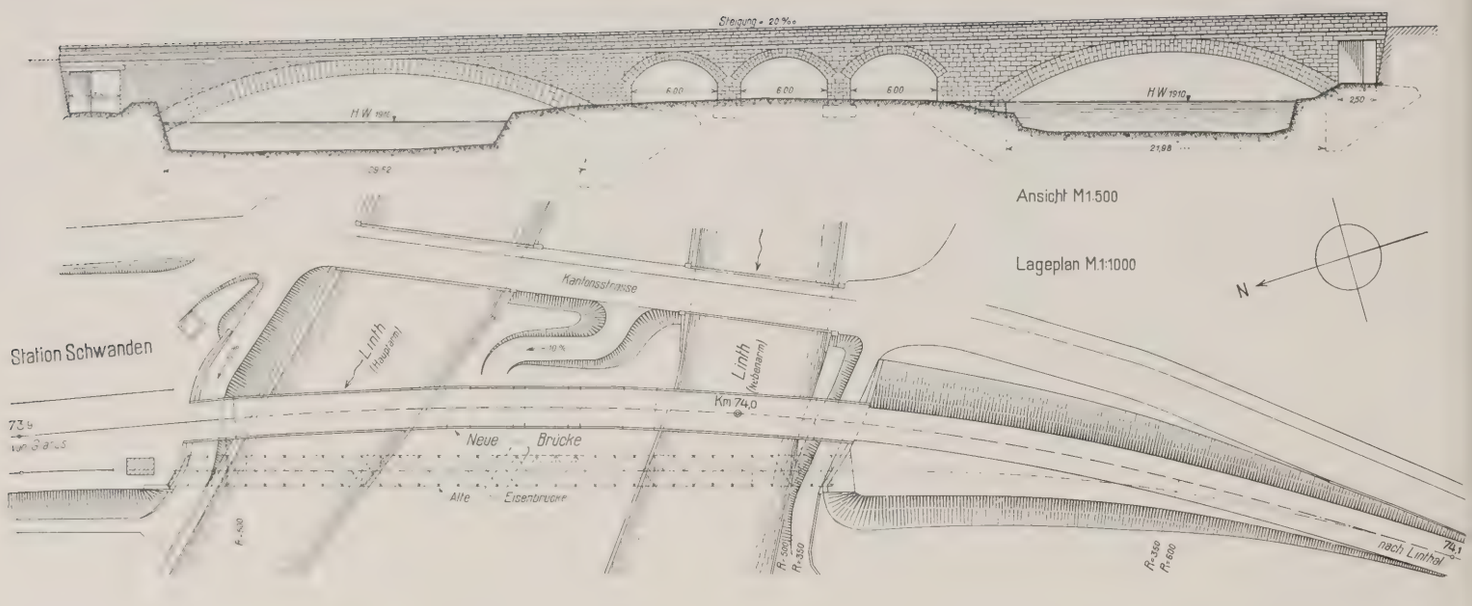
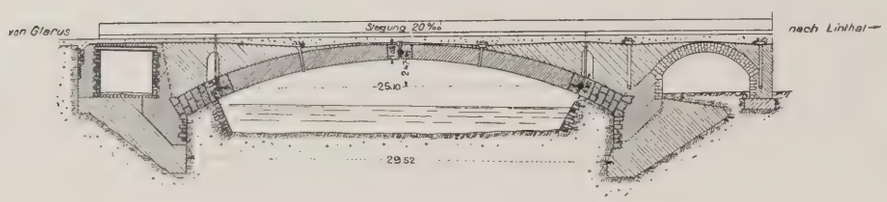



Abb. 60c. Bewegungen der Uferpfeiler bei der Rheinbrücke bei Eglisau und beim Sitterviadukt der Bodensee - Toggenburg-Bahn bei St. Gallen.

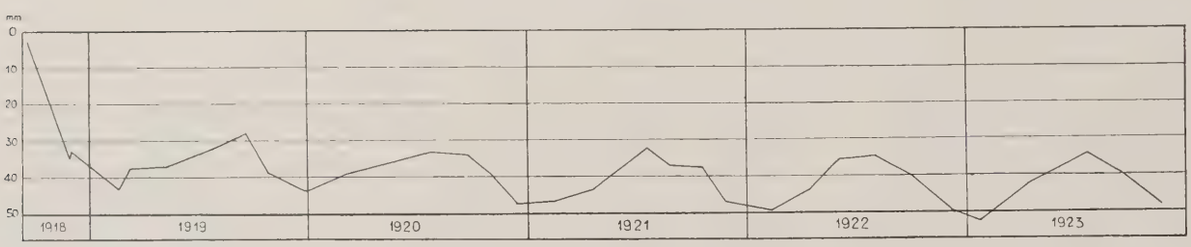
Mouvement de la clef des voûtes du passage inférieur de la route d'Ouchy en gare de Lausanne.




Längenschnitt 1:1000




Scheitelbewegungen.




Temperaturkurve. (jeweilen um 9 Uhr vorm. im Schatten.)

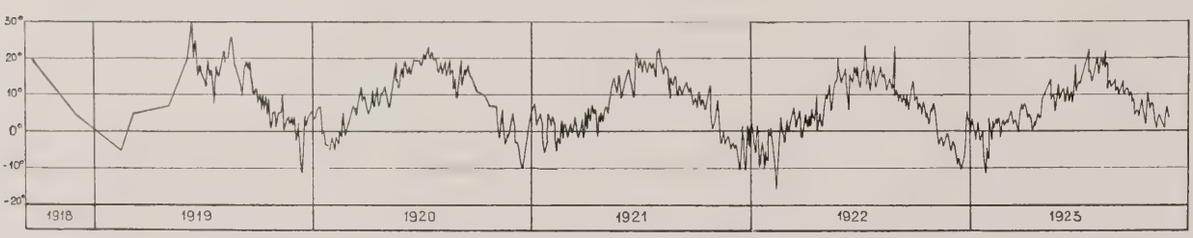
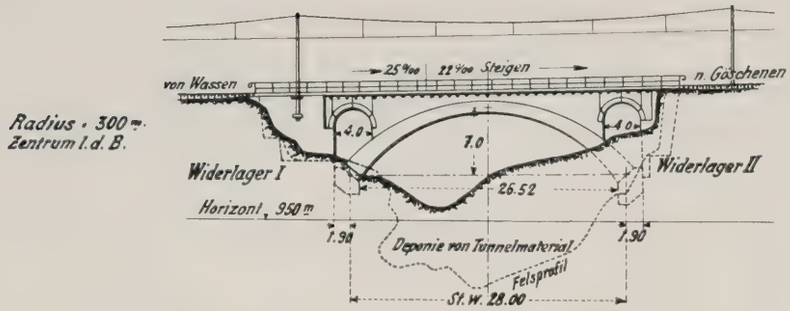
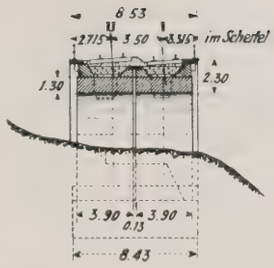



Abb. 61. Linthbrücke bei Schwanden: Linie Glarus - Linthal.

Entwurf: *S. B. B.* Ausführung: *J. J. Rüegg & Cie.*, Zürich.

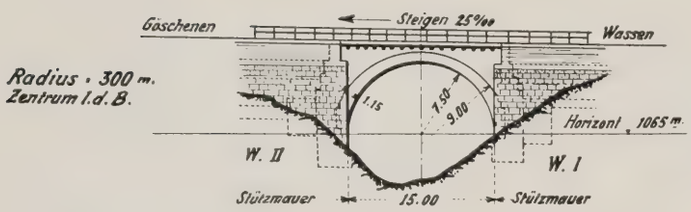
## Strahlloch. Kilom. 64.173

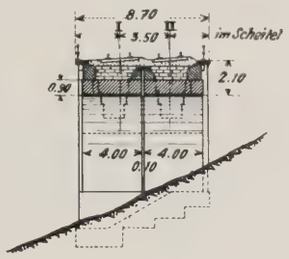



*Querschnitt im Scheitel u. Ansicht von W. II*

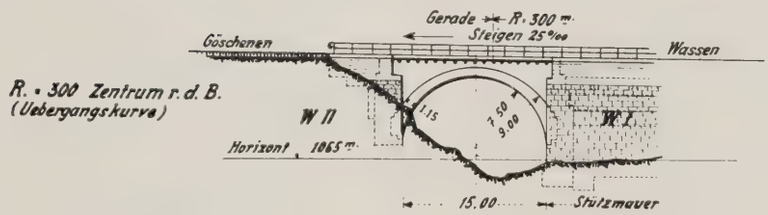
## Steinkehle Kilom. 68.858

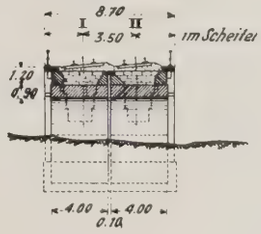



## Ahornkehle Kilom. 68.910

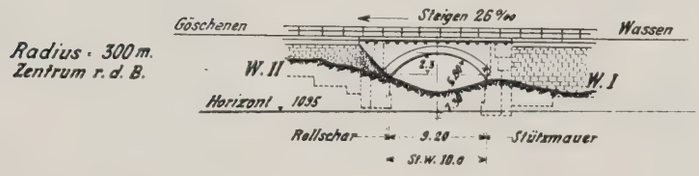
*Querschnitt im Scheitel u. Ansicht von W. II*




## Ribistöcklikehle Kilom. 69.760

*Querschnitt im Scheitel u. Ansicht von W. II*



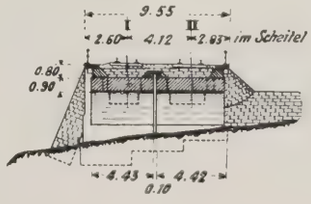
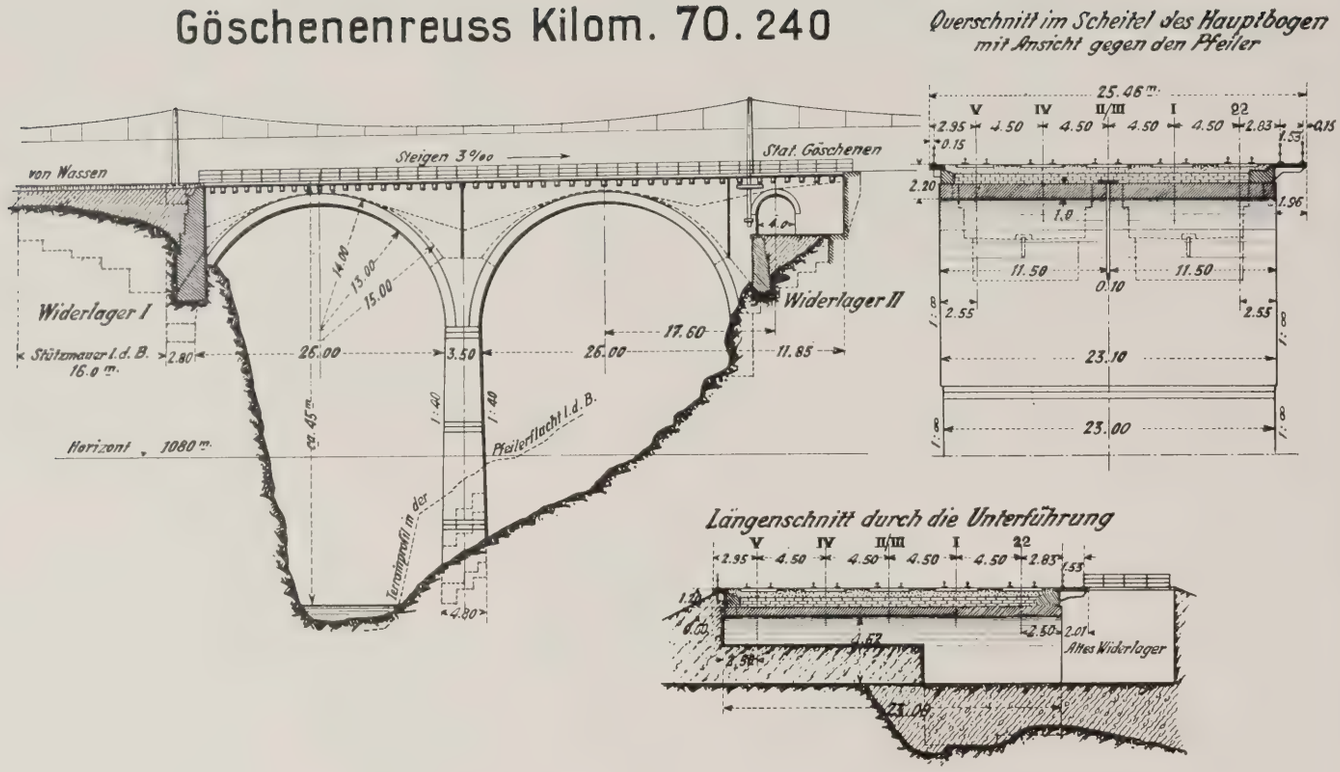
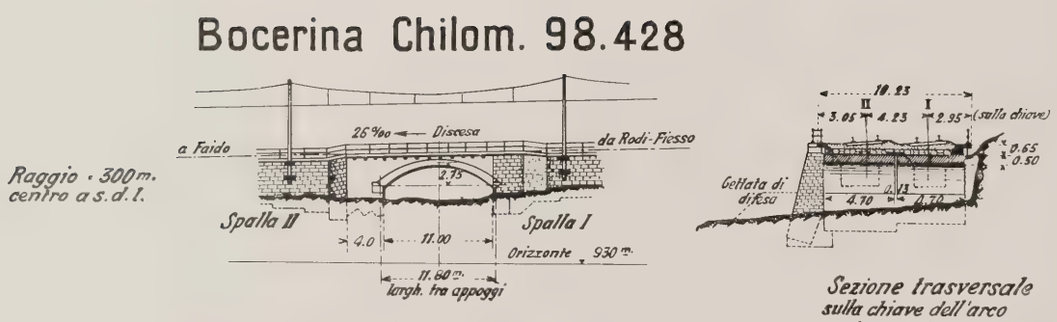




Abb. 63. Zeichnungen der in den Jahren 1918 bis 1921 erstellten steinernen Brücken auf der Gotthardlinie (Erstfeld - Chiasso).



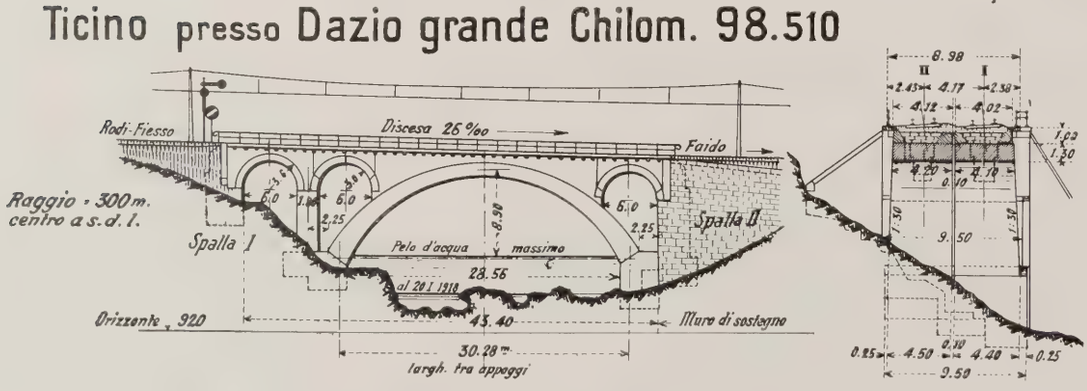
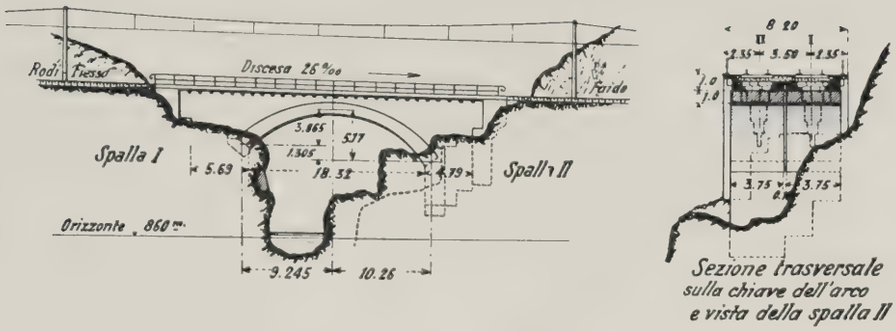
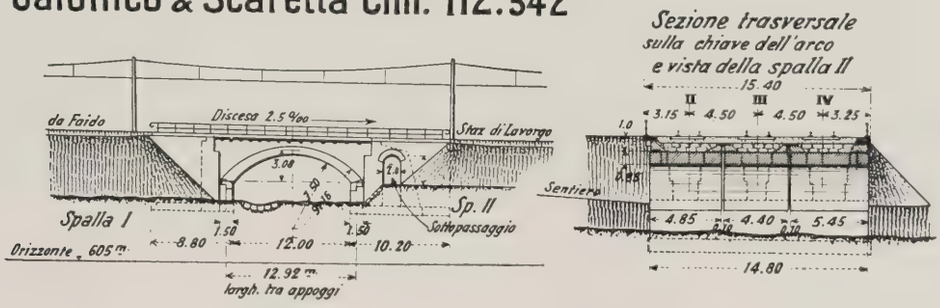




Abb. 63. Zeichnungen der in den Jahren 1918 bis 1921 erstellten steinernen Brücken auf der Gotthardlinie (Erstfeld - Chiasso).

## Ticino presso Freggio Chilom. 101.142

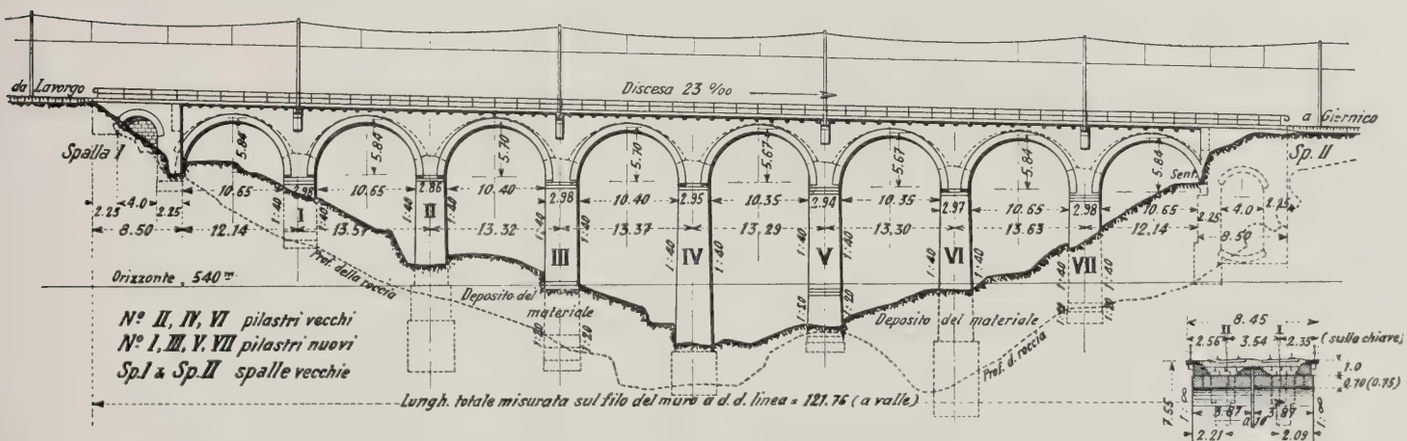



## Riale Calonico & Scaretta Chil. 112.542




## Piano - tondo Chilom. 115.180

Raggio = 300 m. centro a s.d. linea




## Travi Chilom. 117.716

Raggio = 300 m. centro a s.d. linea

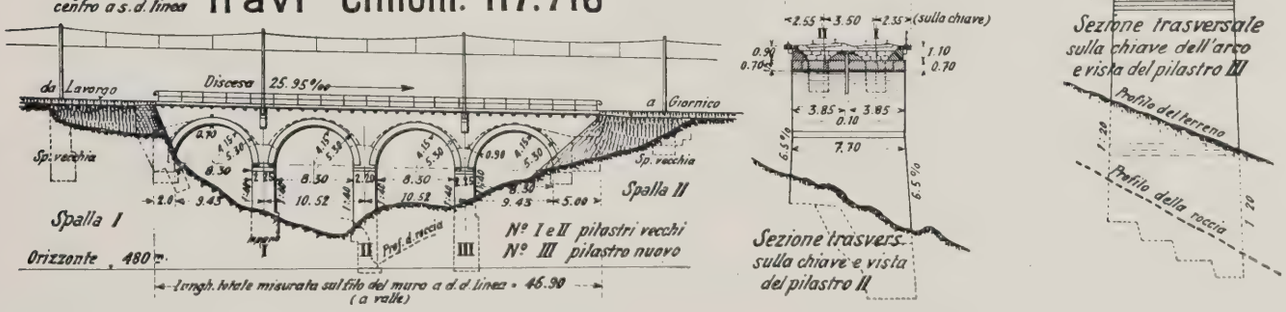



Abb. 63. Zeichnungen der in den Jahren 1918 bis 1921 erstellten steinernen Brücken auf der Gotthardlinie (Erstfeld - Chiasso).

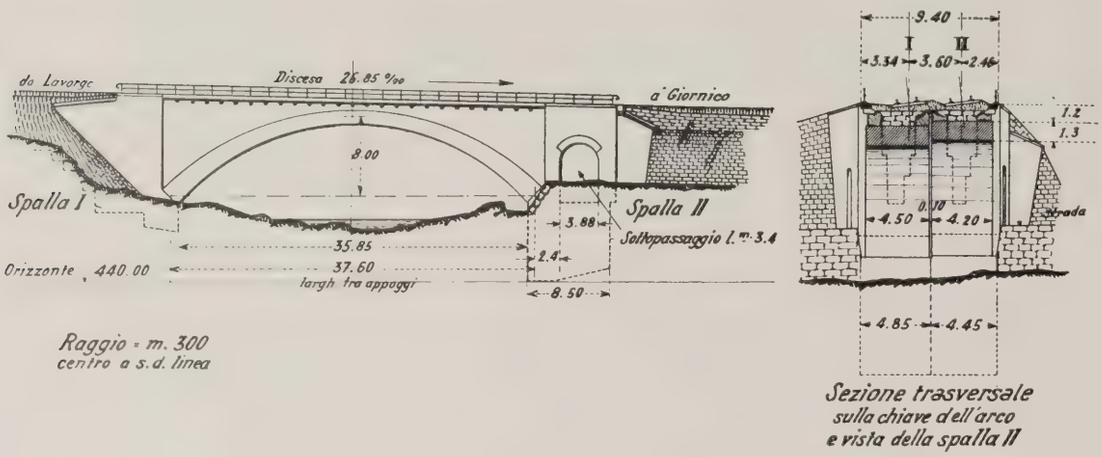



Abb. 63. Zeichnungen der in den Jahren 1918 bis 1921 erstellten steinernen Brücken auf der Gotthardlinie (Erstfeld-Chiasso).

Abb. 62. Rohrbachbrücke bei Wassen: Gotthardlinie.

Stützweite 60,0 m. Einbau von Kämpfergelenken anstelle von Flachlagern, Entwurf und Ausführung: *S. B. B.* 1921.

Abb. 64. Brücke über die Göschenenreuss: Gotthardlinie.

Lichtweiten 2 × 26,0 m.
Erbaut 1919.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Baumann*, Altdorf.
*Renfer & Graber*, Biberist.

Abb. 65. Ponte sul Ticino presso Dazio grande.

Portata 30,3 m Progetto: *S. F. F.* Esecuzione: 1919.

Abb. 66. Viadotto del Pianotondo: Linea del Gottardo.

Progetto: *S. F. F.* Esecuzione: { *E. Beffa,* coll' impresa *Rovelli & Moggi,* Bellinzona.

In costruzione: Ponte sul fiume Ticino presso Giornico.

Abb. 66a und 67a. Viadotto del Pianotondo e ponte sul fiume Ticino presso Giornico: Linea de Gottardo.

Abb. 67. Ponte sul Fiume Ticino presso Giornico: Linea del Gottardo.

Progetto: *S. F. F.*
Esecuzione: *Rovelli & Moggi*, Bellinzona.

Centinatura in ferro, peso 48 tonnellate.
Costruzione della volta, travata metallica sollevata.

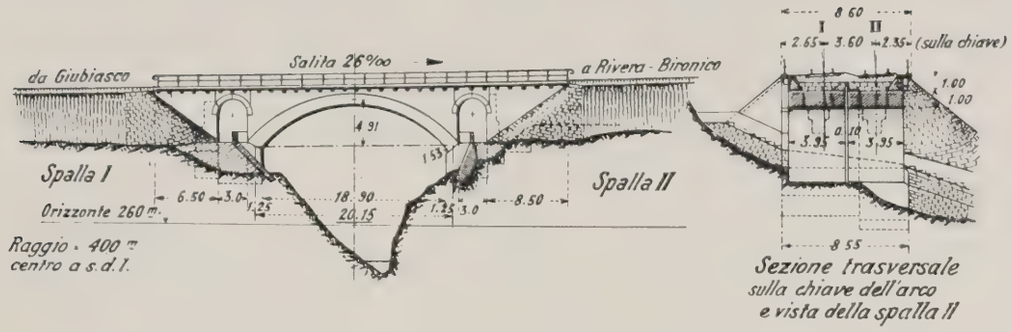
Abb. 68. Brücke über die alte Aare bei Aarberg: Linie Lyss-Palézieux.

Umbau 1894.
Spannweite 40,10 m.

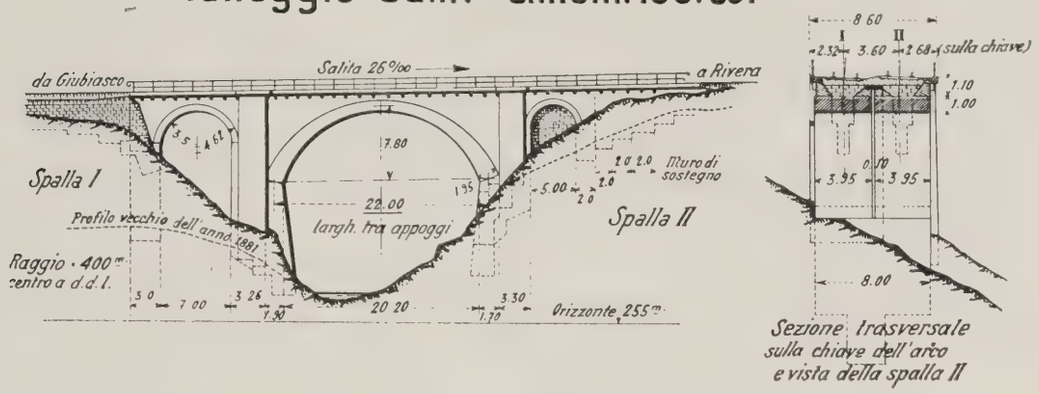
Ausführung: *Martin*, Aarberg.
Entwurf: *Jura-Simplon-Bahn*, Ing. *Elskes*.

Abb. 81 a. Aarebrücke bei Solothurn: Linie Olten-Biel.

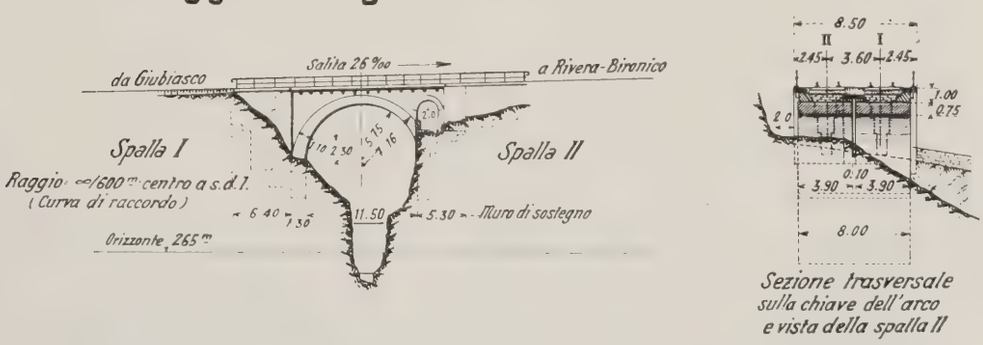
## Valle Ponticello. Chilom. 156.469




## Valleggio Galli. Chilom. 156.637




## Valleggio di Vigana. Chilom. 156.762




## Riale Trotta. Chilom. 157.881

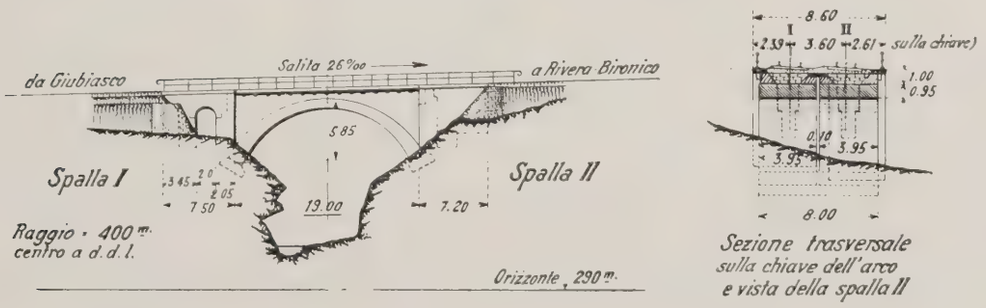
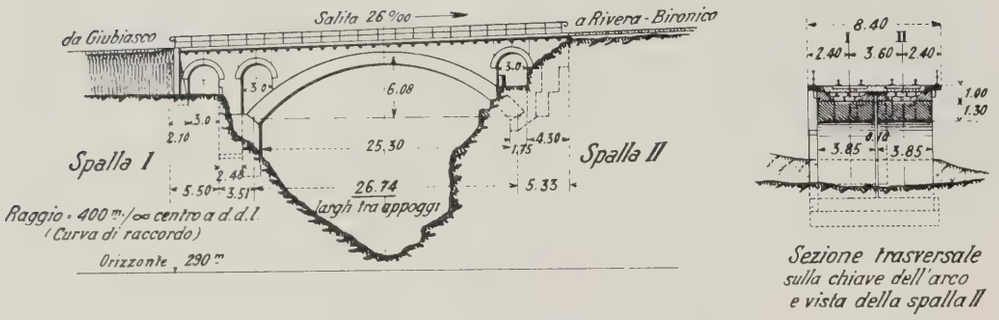
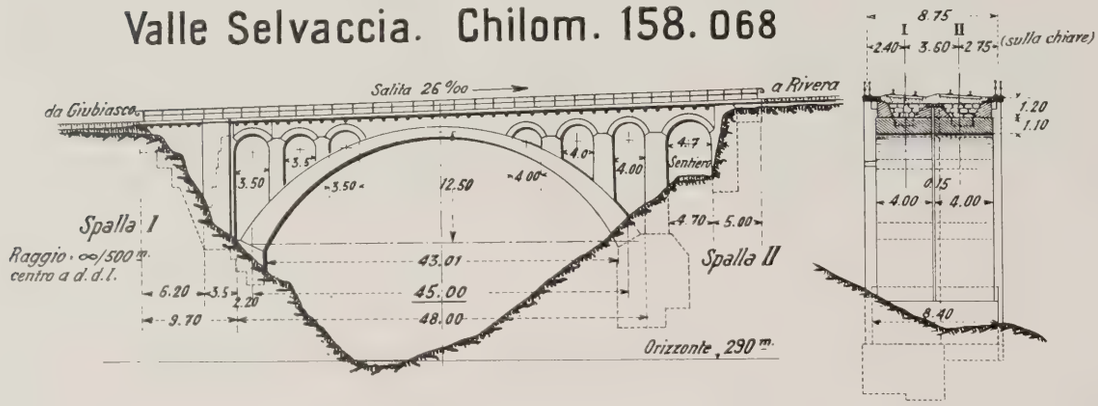



Abb. 69. Disegni dei ponti in muratura eseguiti negli anni 1918—1921, sulla Linea del Ceneri.

## Riale Calaschi. Chilom. 157.969




## Valle Selvaccia. Chilom. 158.068




## Val Torino. Chilom. 158.595

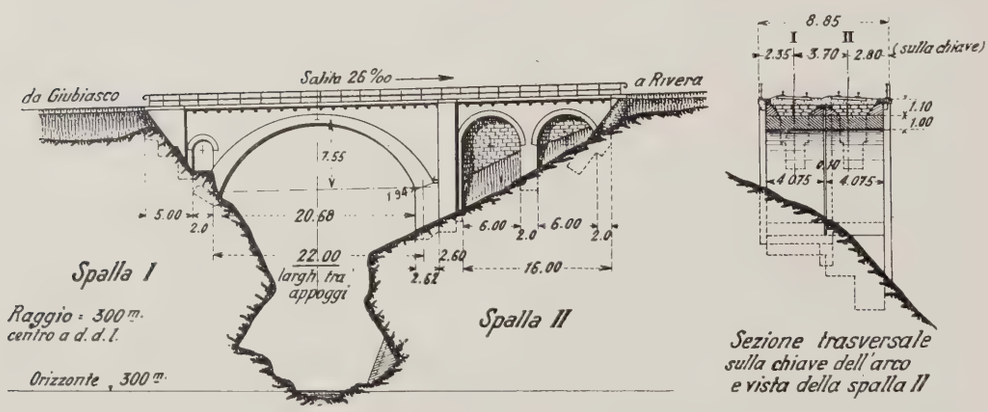
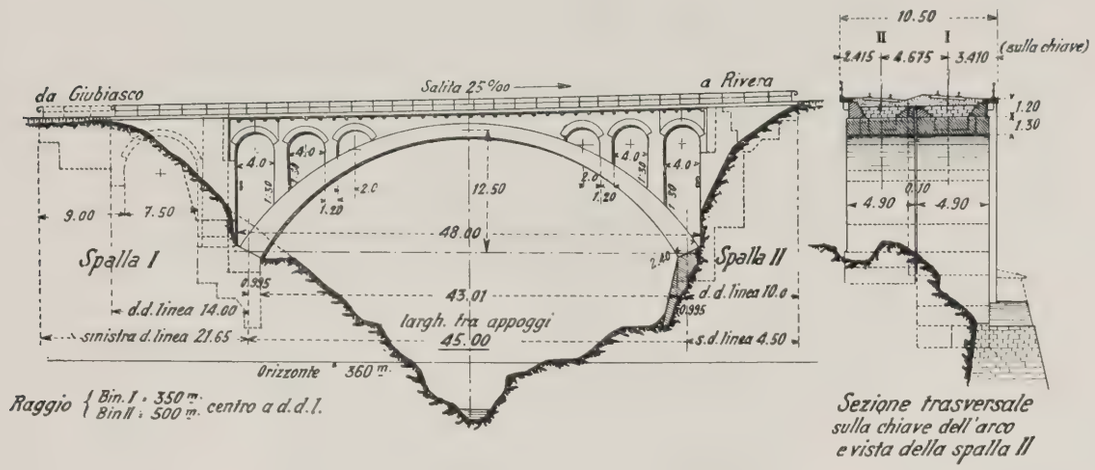



Abb. 69. Disegni dei ponti in muratura eseguiti negli anni 1918–1921, sulla Linea del Ceneri.

## Valle di Robasacco. Chilom. 160.816




## Riale Rovanesco. Chilom. 162.580

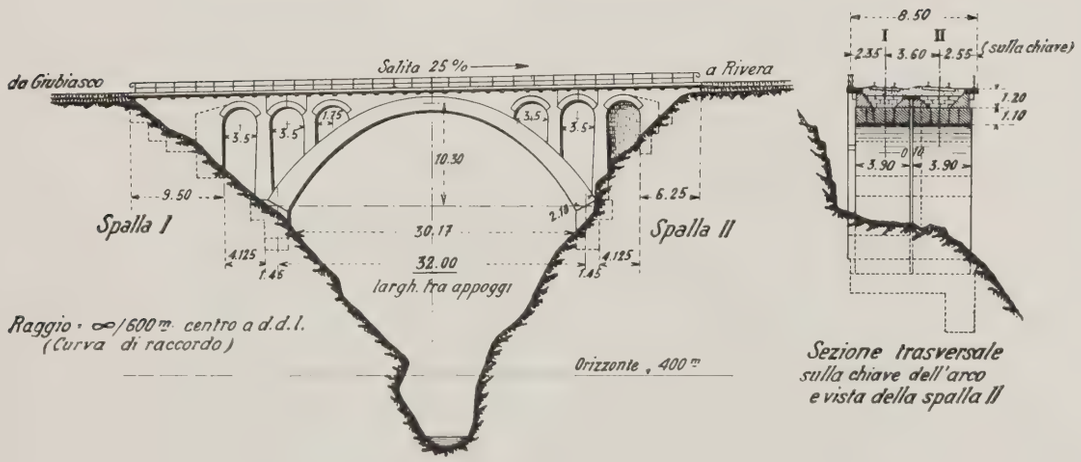



Abb. 69. Disegni dei ponti in muratura eseguiti negli anni 1918—1921, sulla Linea del Ceneri.

Abb. 70. Ponte sul Ticino presso Giornico: Linea del Gottardo.
Portata 35,8 m.

Abb. 71. Ponte della Valle Selvaccia: Linea del Gottardo.
Portata 45,0 m. Progetto: *S. F. F.*
Esecuzione: *Hatt-Haller*, 1922.

Abb. 72. Ponte della Valle di Robasacco.

Portata 45,0 m. Progetto: *S. F. F.*
Esecuzione: *Bianchi & Cia*, Lugano. 1922.

Abb. 73. Ponte del Riale Rovanesco.

Portata 32,0 m. Esecuzione: *Bianchi & Cia.*, Lugano. 1922.
Progetto: *S. F. F.*

Abb. 74. Ponte della Valle Selvaggia: Linea del Ceneri.

Centinature con volta. Legno 160 m³, bulloni 4 tonnellate.

Abb. 75. Ponte della Valle Robasacco: Linea del Ceneri.

Centinature con volta. Legno 200 m³, bulloni 5 tonnellate.

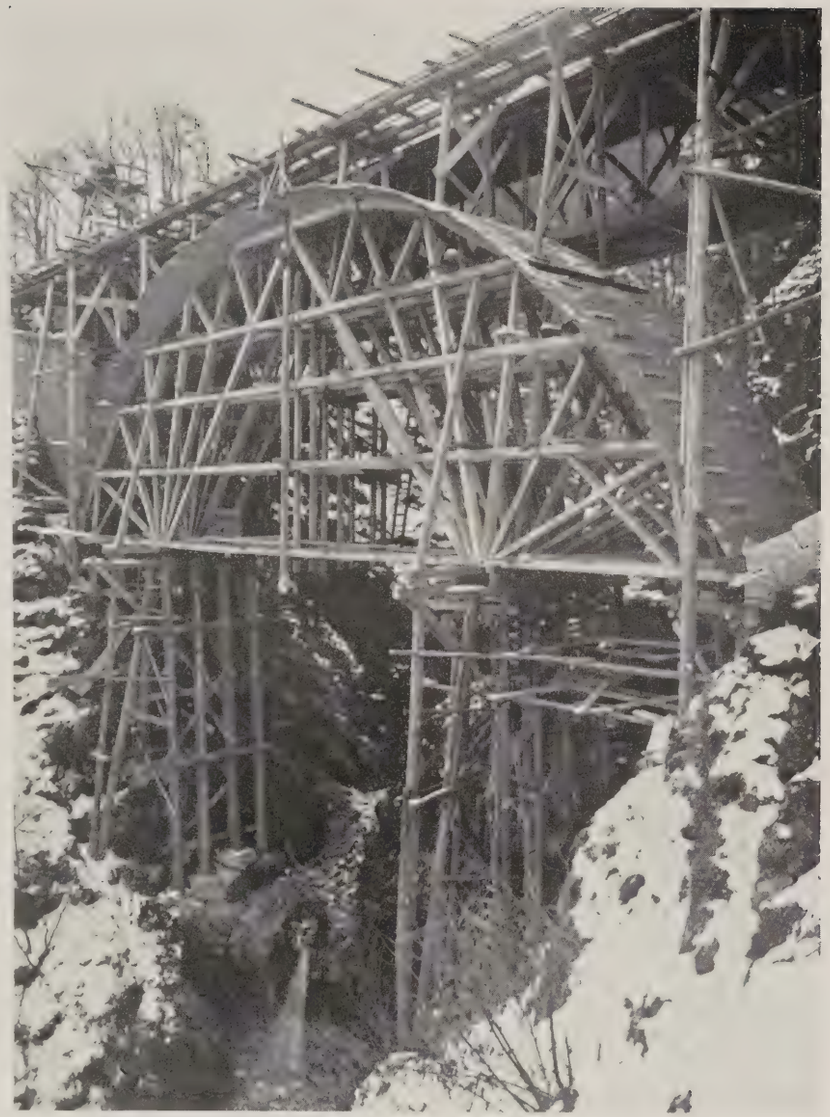


Abb. 76. Ponte della Valle Rovanesco: Linea del Ceneri.
Centinatura.

Abb. 75a. Ponte della Valle di Robasacco.
Esecuzione del II° ponte.

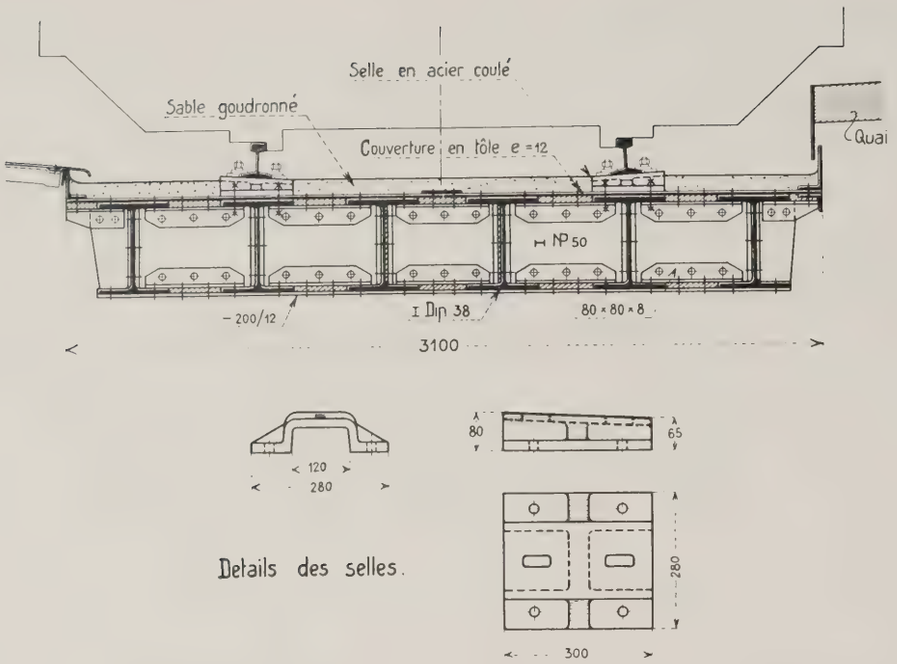



Abb. 77. Passage inférieur à Rolle (km 26,678): Ligne Lausanne-Genève.

Portée 7,0 m
Construit: 1925

Projet: *C. F. F.*
Exécution: *Ateliers Nidau/Biel* ci-devant *Wolf & Cie.*

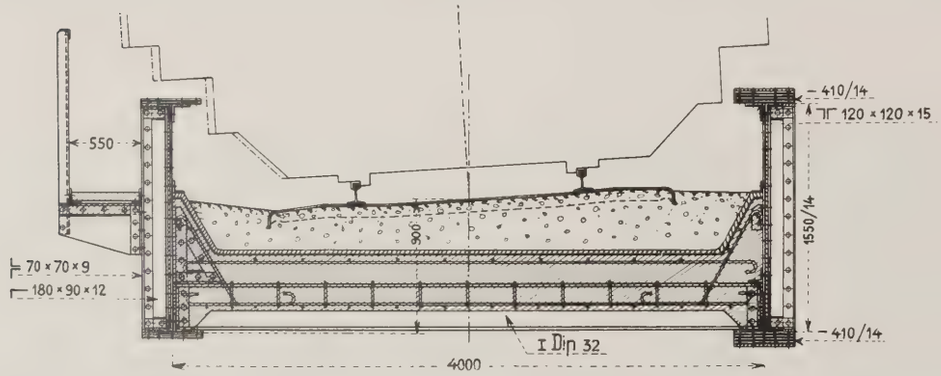



Abb. 78. Passage inférieur des Paluds: Ligne Lausanne-Brigue.

Portée 17,8 m
Poids du fer 40,8 tonnes
Construit 1921

Projet *C. F. F.*
Exécution: *Fatio & Cie.*, Lausanne

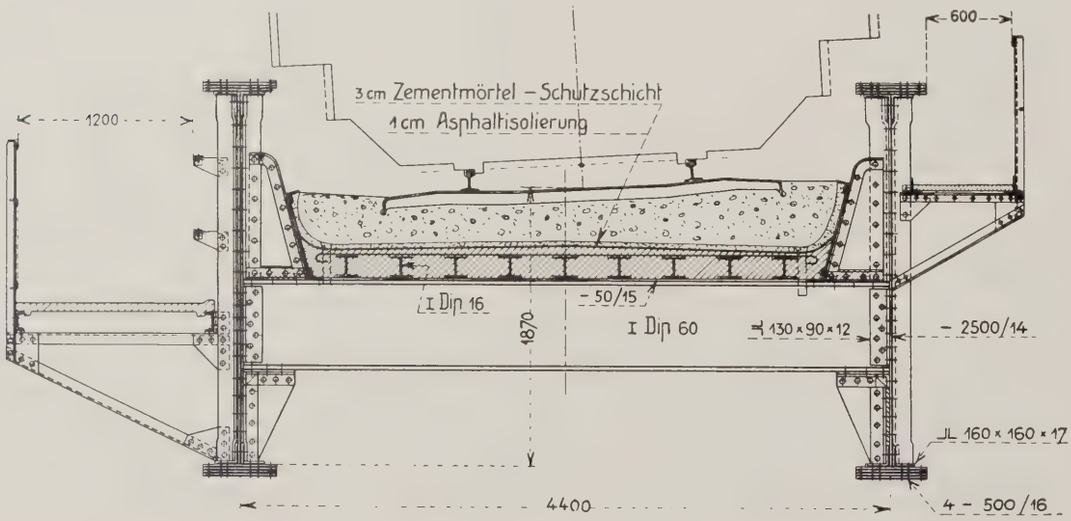



Abb. 79. Linthescherkanalbrücke bei Weesen: Linie Weesen-Sargans.

Spannweite 27,32 m.
Eisengewicht 95 Tonnen.
Erbaut 1925/26.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Sulzer A.-G.*, Winterthur.

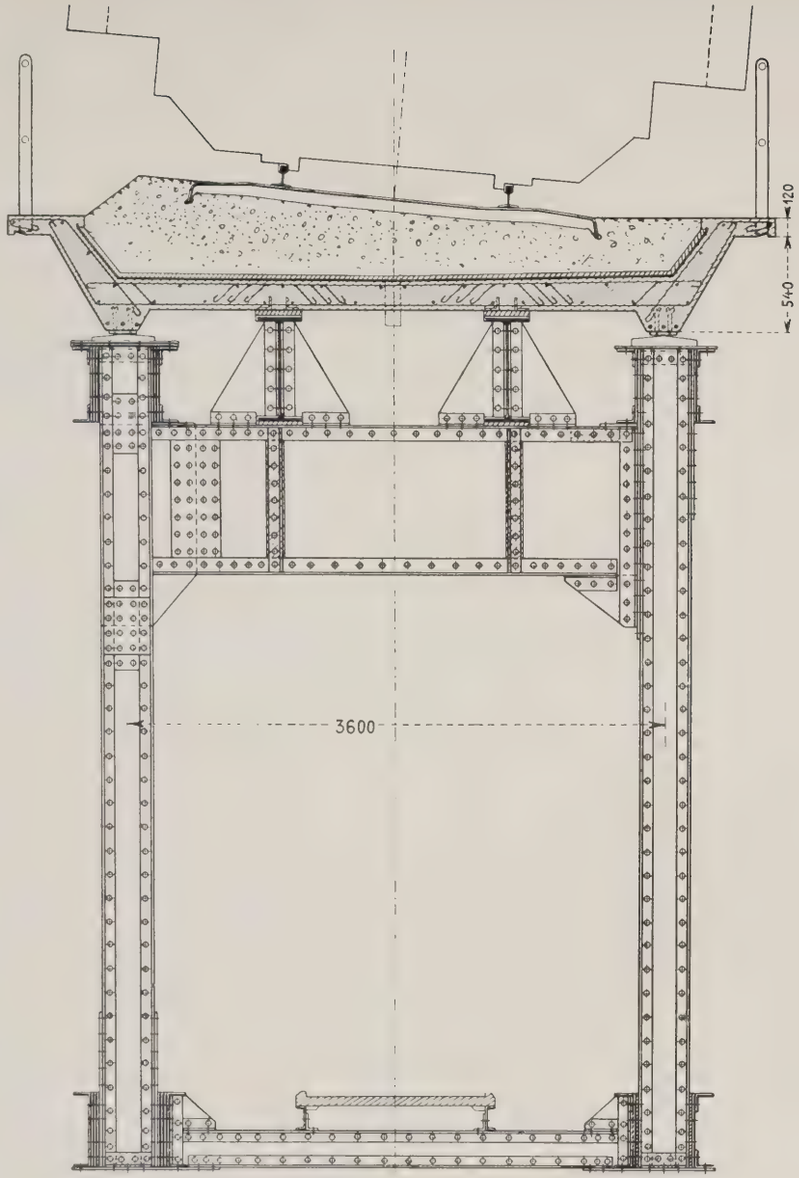



Abb. 82. Kessilochbrücken. Variante (nicht ausgeführt).
Geleise mit Schotterkoffer in Eisenbeton.
Entwurf: *Löhle & Kern A.-G.* mit *S. B. B.*

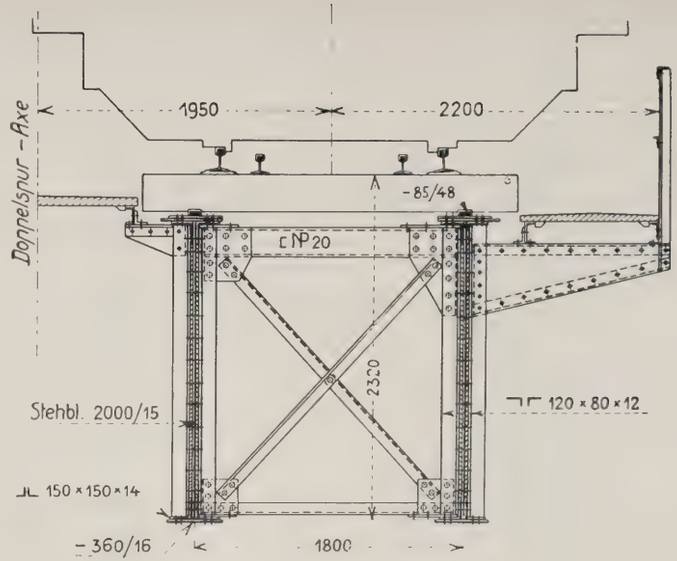



Abb. 80. Brücke über die Wigger bei Aarburg:
Linie Olten-Bern (zwei Geleise).

Spannweiten 26,1 + 25,6 m.
Eisengewicht 190 Tonnen.
Erbaut 1924/25.

Entwurf *S. B. B.*
Ausführung: *Bosshard & Cie.*, Näfels.

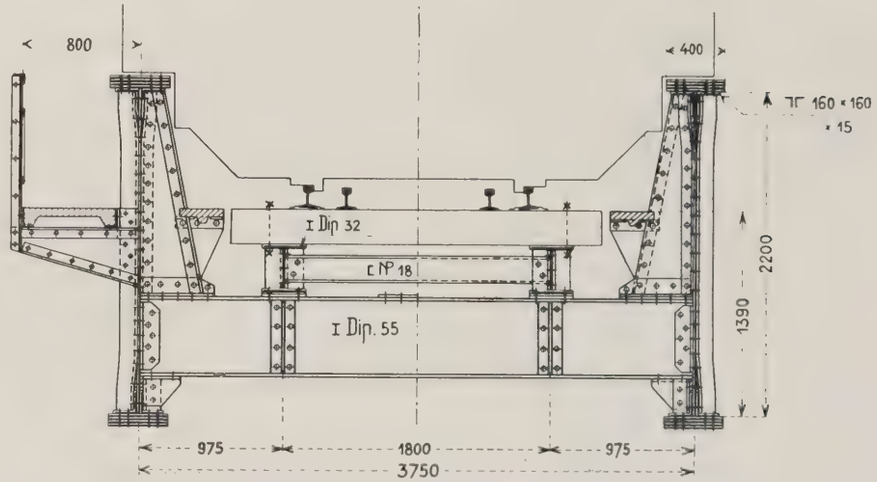



Abb. 81. Aarebrücke in Solothurn: Linie Olten-Biel.

Spannweiten 30,8 + 33,5 + 30,8 m.
Eisengewicht 247 Tonnen.
Erbaut 192/627.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung (1. Geleise):
*Bosshard & Cie.*, Näfels.

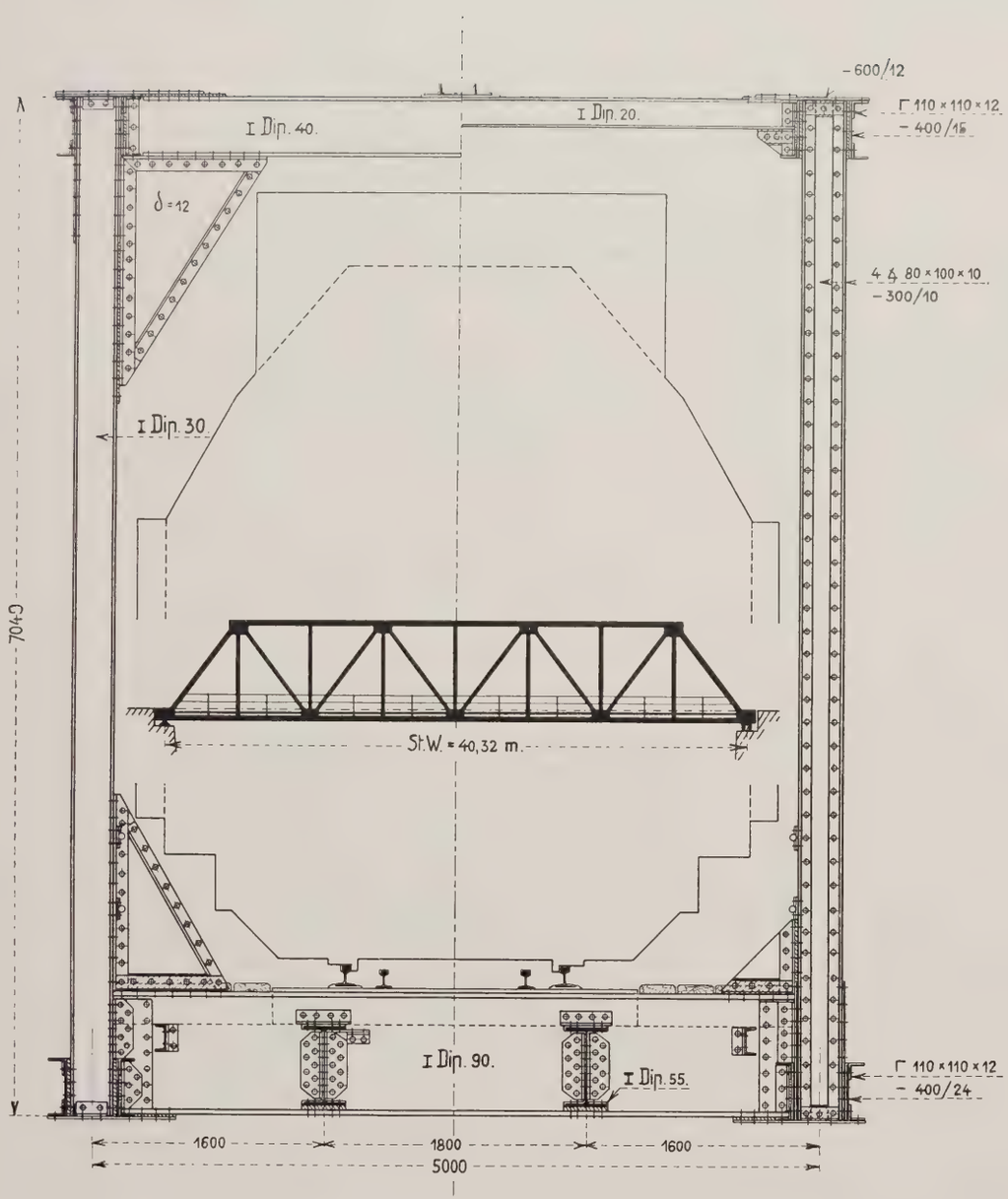



Abb. 84. Brücke über die Kleine Emme bei Wertenstein: Linie Bern-Luzern.

Spannweite 40,32 m.
Eisengewicht 121 Tonnen.
Erbaut 1924.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Koch & Cie.*, Zürich.

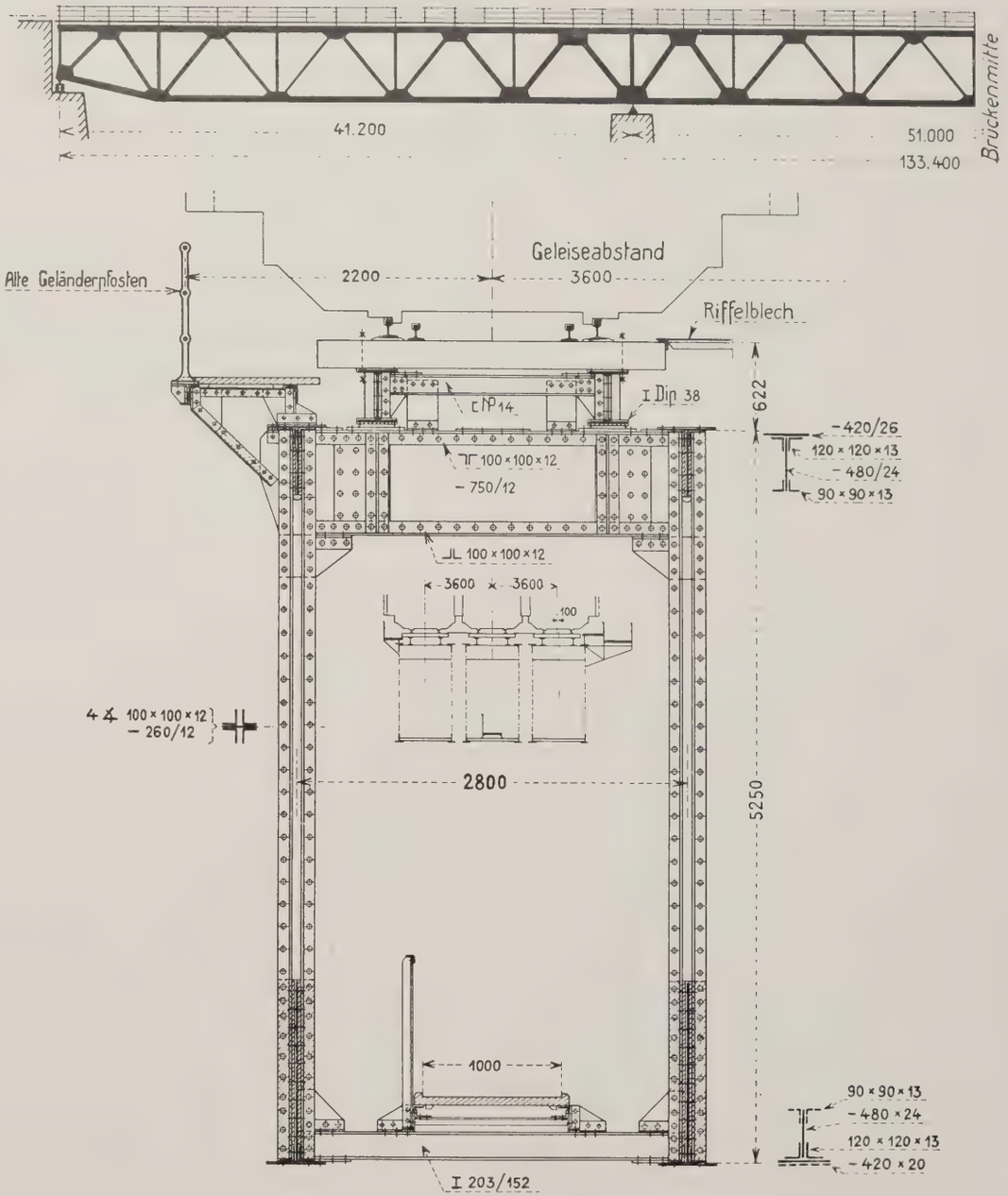



Abb. 83. Limmatbrücke unterhalb Wettingen: Linie Zürich-Olten (drei Geleise).

Spannweiten 41,2 + 51,0 + 41,2 m.
Eisengewicht 1160 Tonnen.
Erbaut 1922/23.

Entwurf: *S B. B.*
Ausführung: *Wartmann, Vallette & Cie.*, Brugg
*C. Zschokke*, Döttingen
*Löhle & Kern A.-G.*, Zürich.

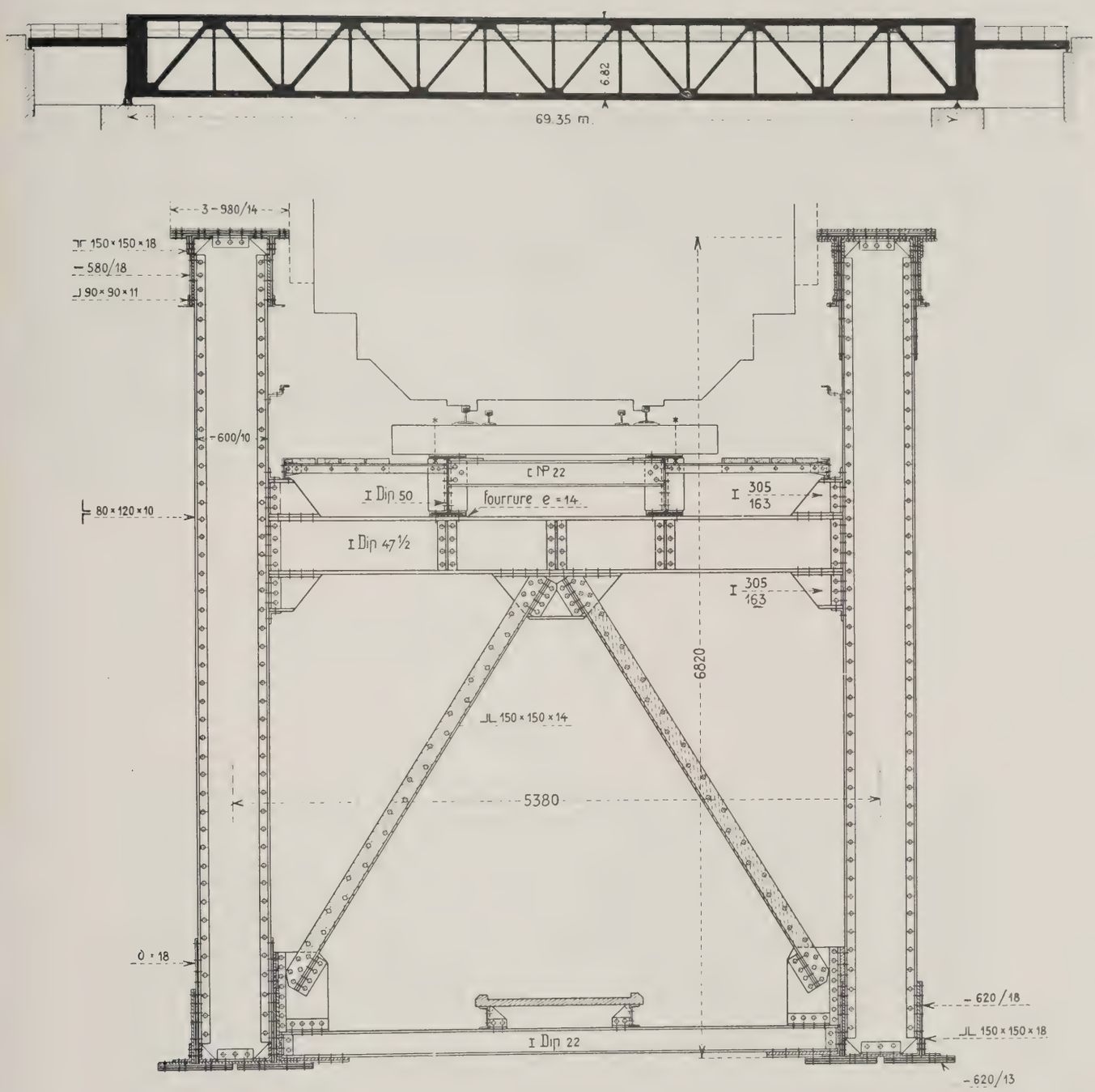



Abb. 85. Pont sur le Rhône à Massongex: Ligne Lausanne-Brigue

Remplacement du tablier de la 1re voie

Portées 8,2 + 69,2 + 8,2 m
Poids du fer 402 tonnes
Construit 1921/22

Projet: *C. F. F.*
Exécution: *Bell & Cie.*, Kriens
et *Zwahlen*, Lausanne

Abb. 83a. Limmatbrücke unterhalb Wettingen.

Abb. 85a. Pont sur le Rhône à Massongex: Ligne Lausanne-Brigue.
Remplacement du tablier de la 1ere voie.

Portées 8,2 + 69,4 + 8,2 m
Poids de fers 402 tonnes
Construit 1921/22

Projet: *C. F. F.*
Exécution: *Bell & Cie.*, Kriens
et *Zwahlen*, Lausanne

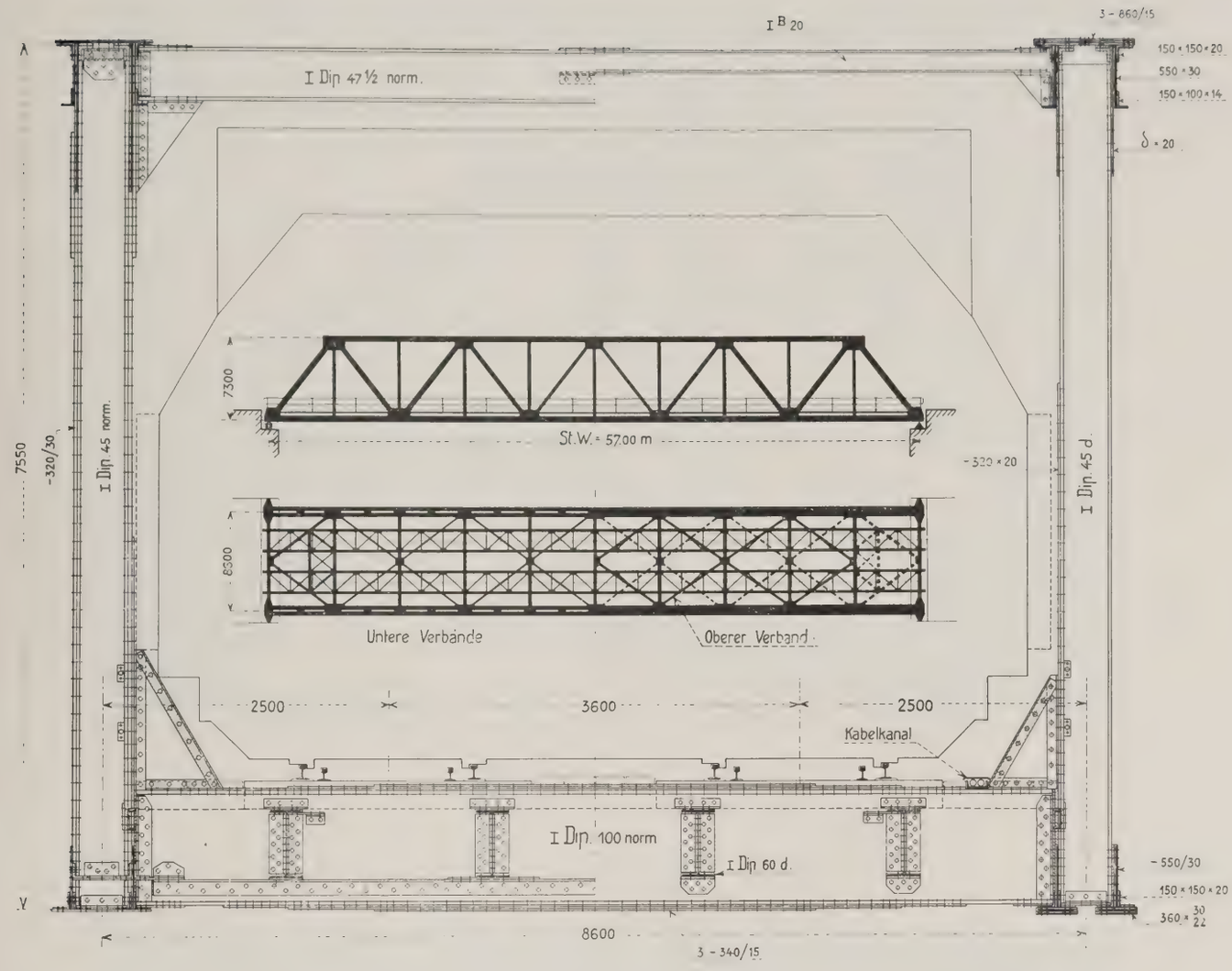


Abb. 86 und 86a. Brücke über die Grosse Emme bei Burgdorf: Linie Olten-Bern.

Stützweite 57,00 m.
Erbaut 1925.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Buss & Co. A.-G.*, Basel.

Abb. 86 b. Brücke über die Grosse Emme bei Burgdorf: Linie Olten - Bern (zweigeleisig).

Spannweite 57,0 m.
Eisengewicht 421 Tonnen.
Erbaut 1924/25.

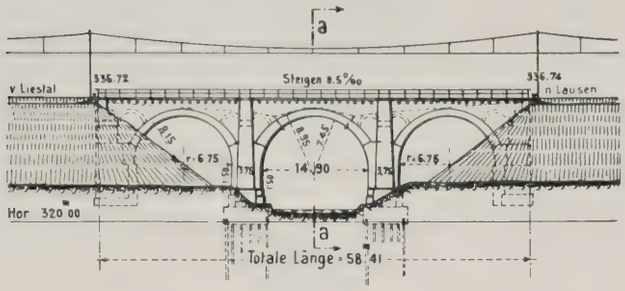
Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Buss & Cie.*, Basel.

Abb. 84 a. Brücke über die Kleine Emme bei Wertenstein: Linie Bern - Luzern.

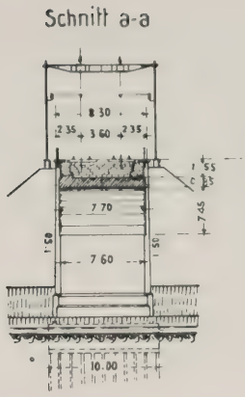
Spannweite 40,32 m.
Eisengewicht 121 Tonnen.
Erbaut 1924.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Koch & Cie.*, Zürich.

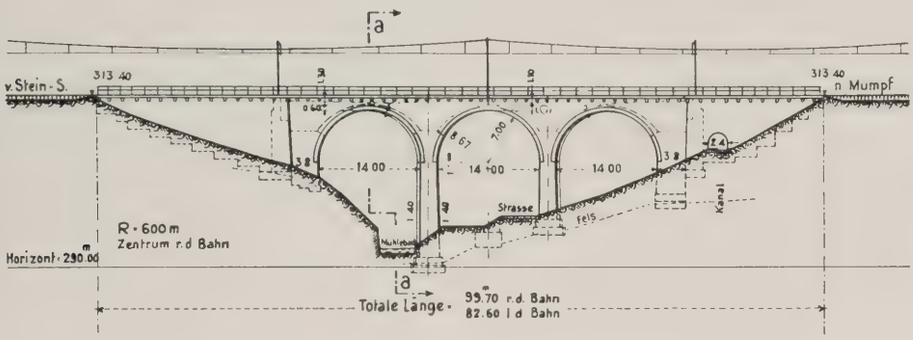
Brücke über die Frenke bei Liestal



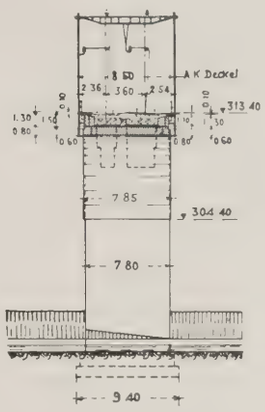

Schnitt a-a



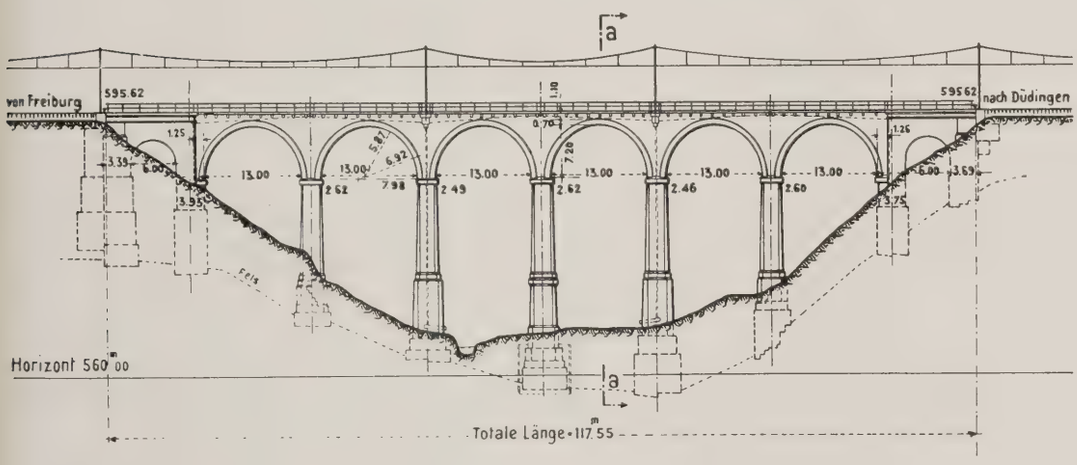

Viadukt über den Mühlebach bei Mumpf



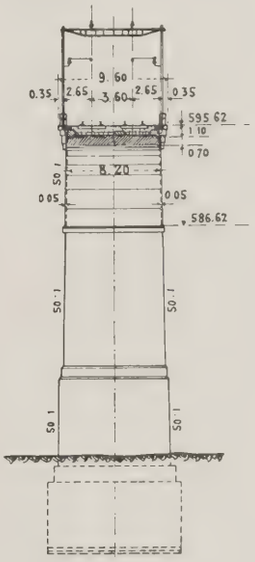

Schnitt a-a



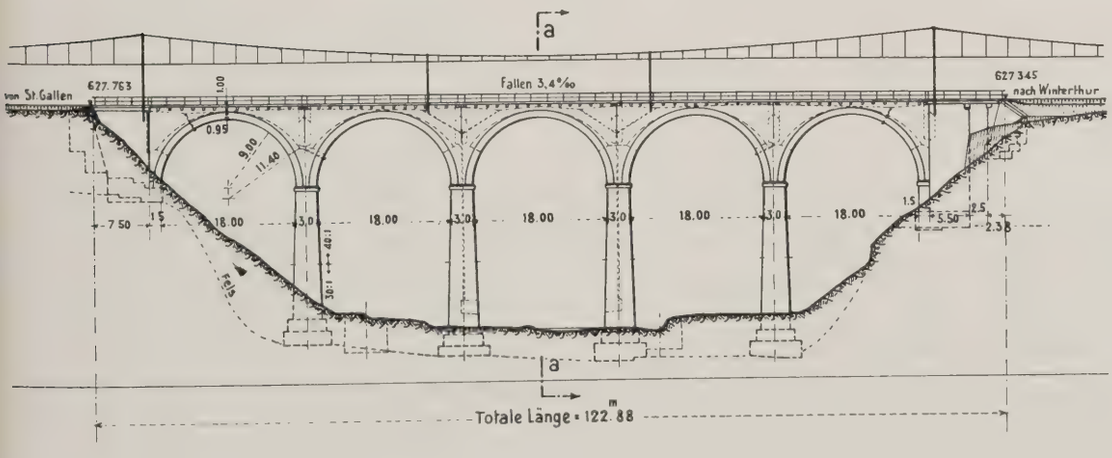

Viadukt über das Toggeliloch bei Düdingen




Schnitt a-a




Viadukt über die Glatt bei Gossau




Schnitt a-a

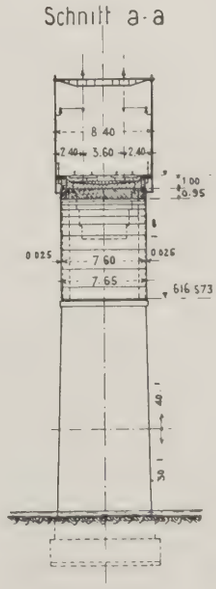
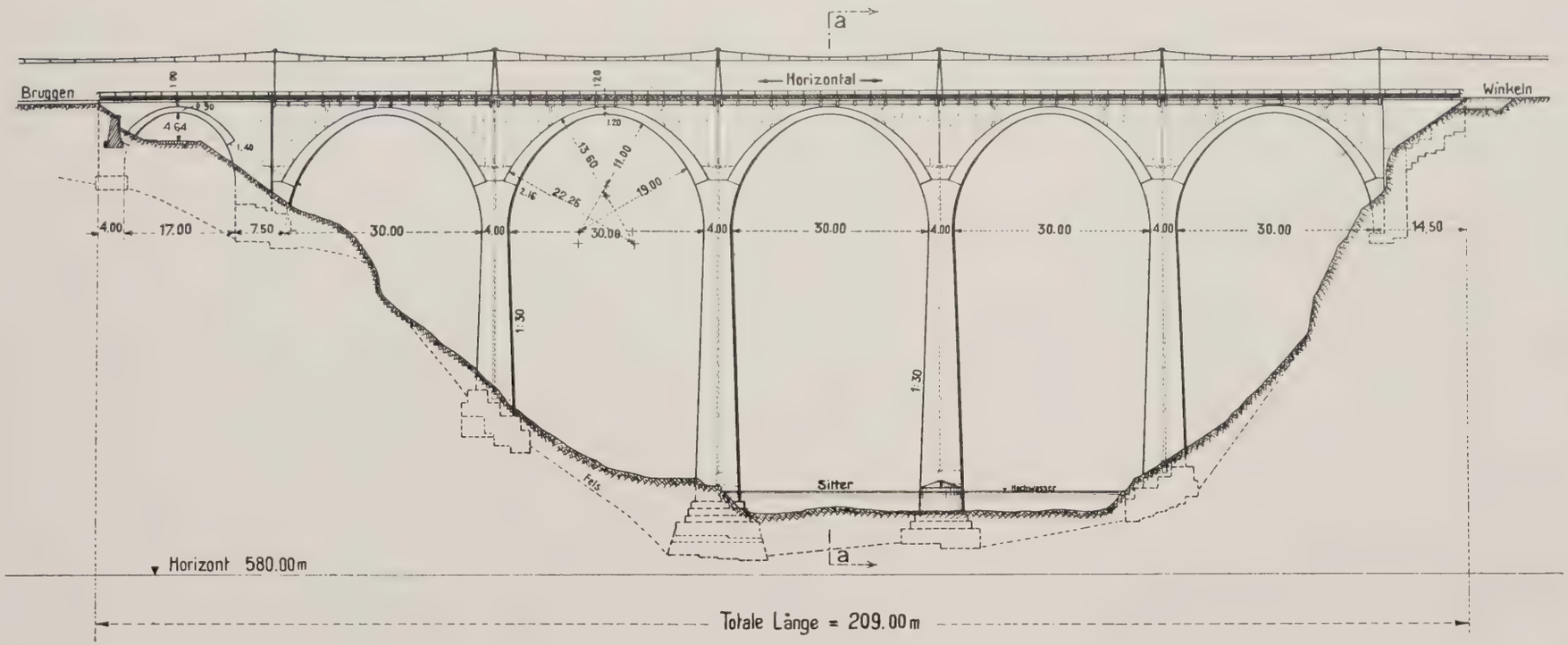
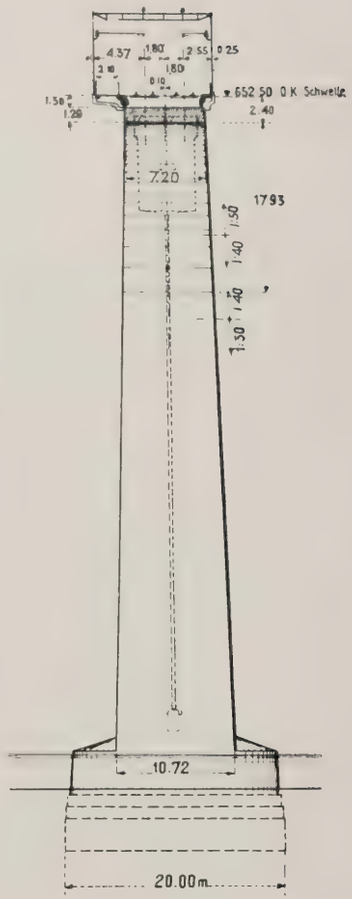



Abb. 87. Viadukte mit vollen Bogen.

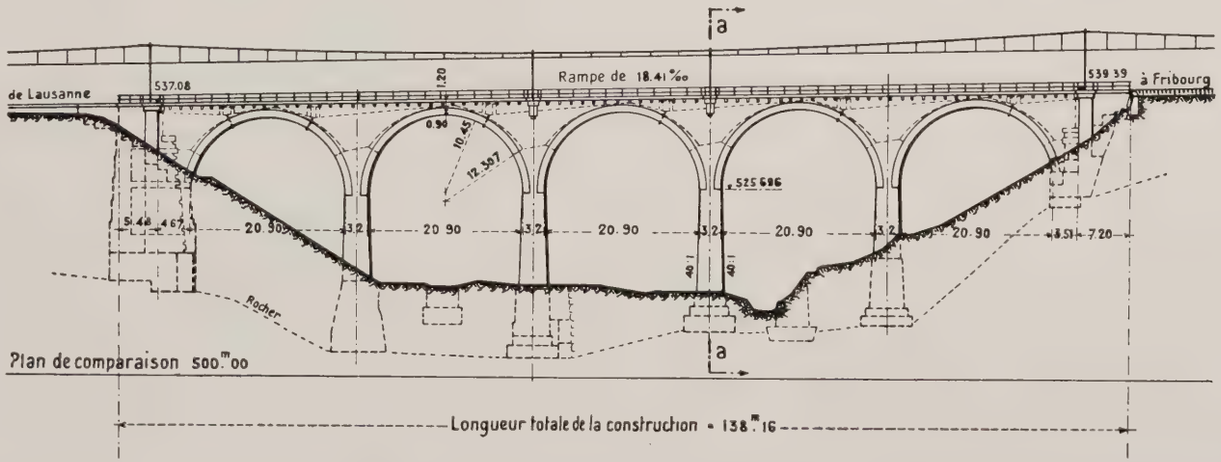
## Sitterviadukt SBB bei Bruggen (St. Gallen)




Schnitt a-a




## Viaduc de Châtelard près Grandvaux




Coupe a-a

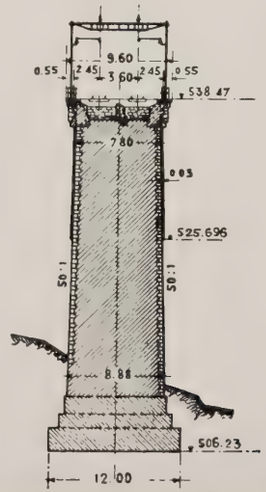



Abb. 87. Viadukte mit vollen Bogen.

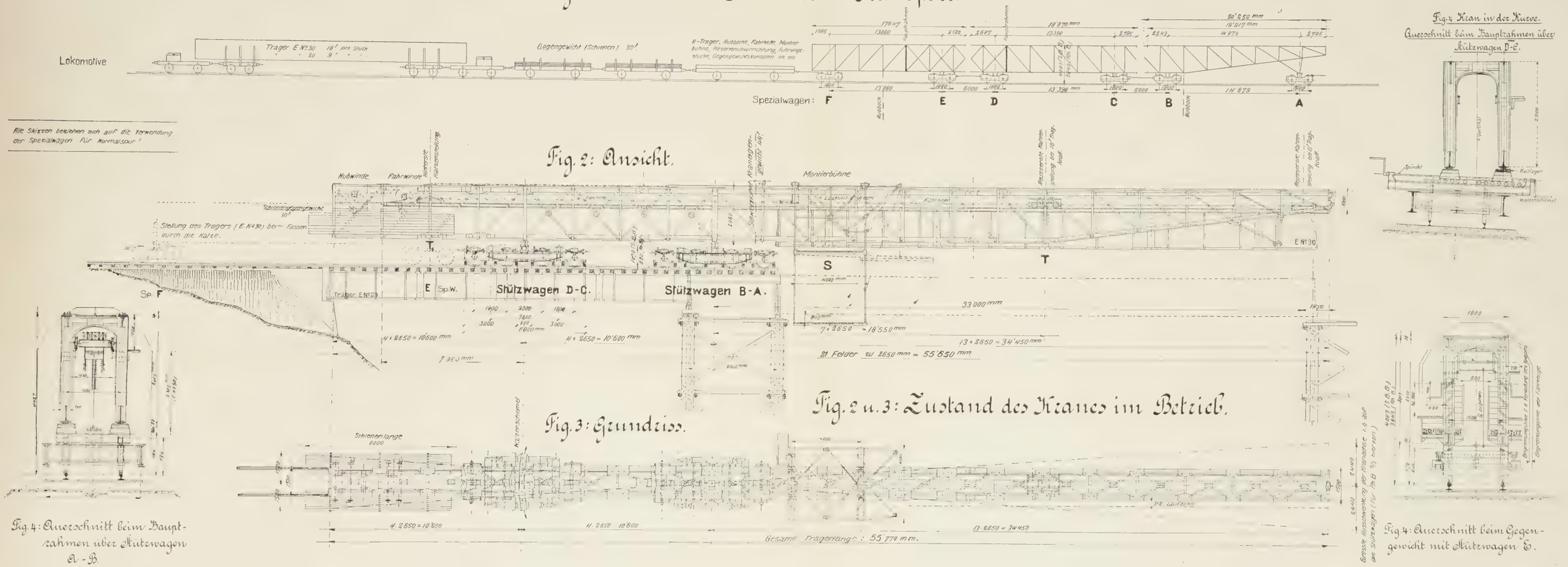
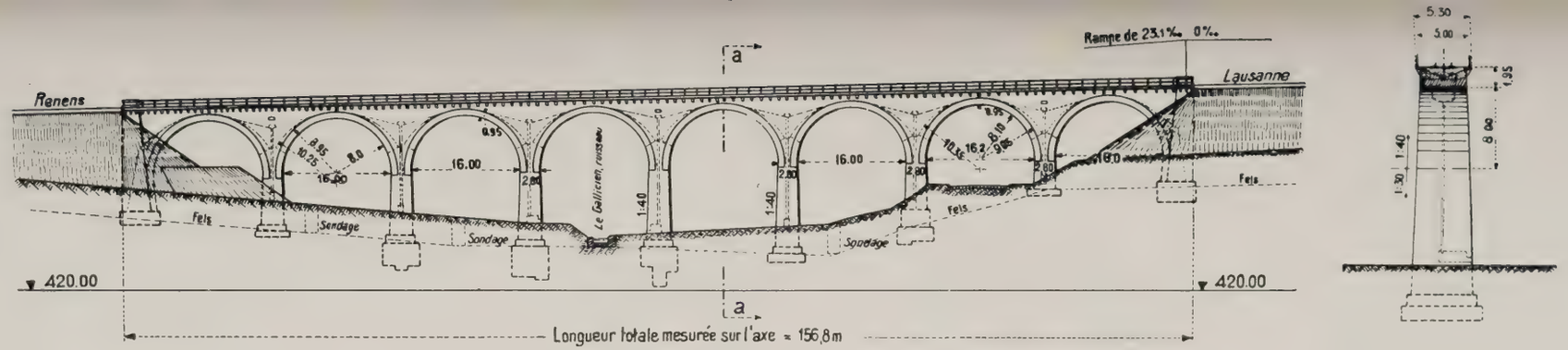



Abb. 9. Gesamtanordnung des Auslegerkranes.




Viaduc de la Paudèze près Pully

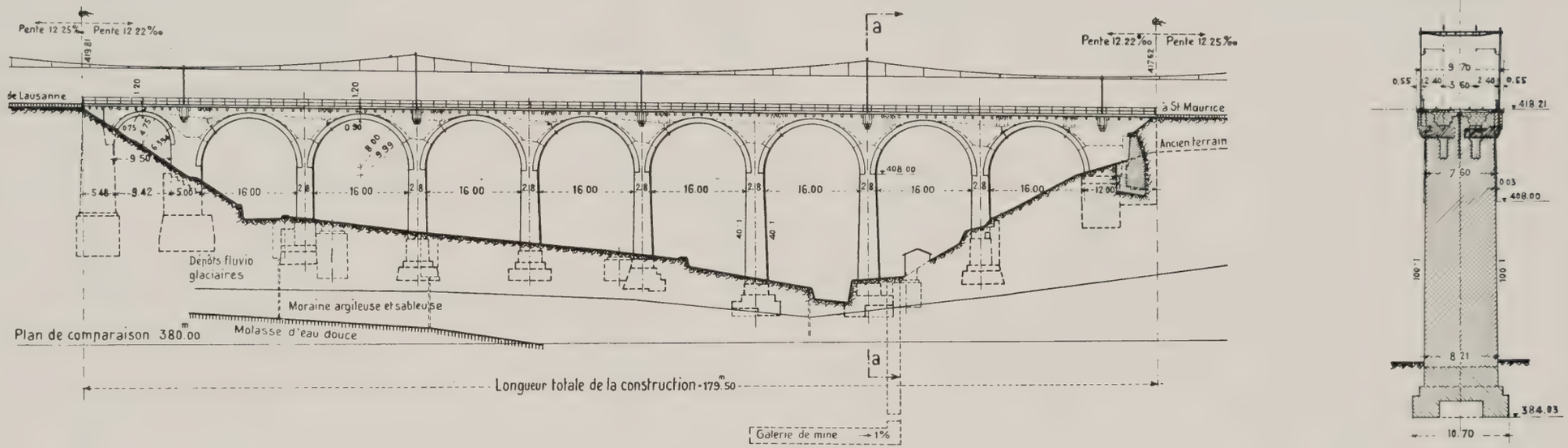



Abb. 87. Viadukte mit vollen Bogen.

Thurbrücke bei Schwarzenbach

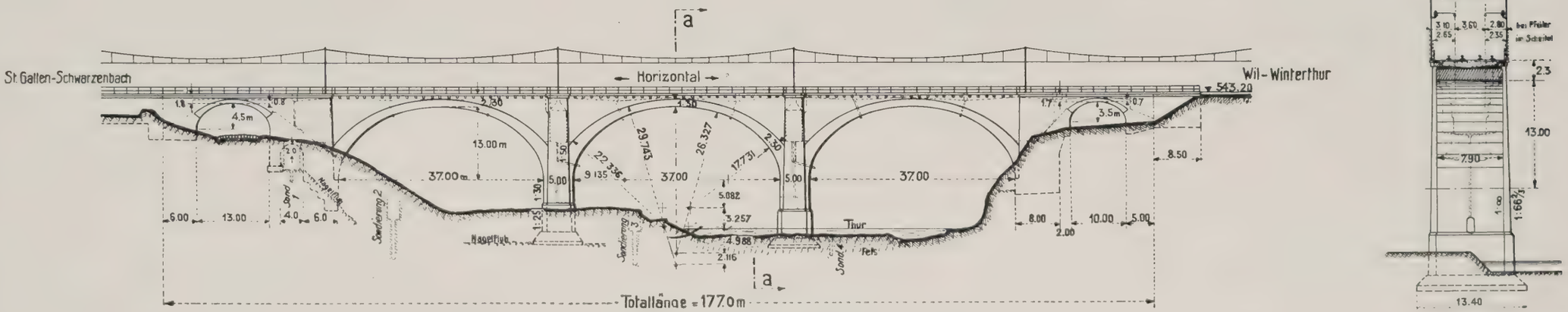



Abb. 87. Viadukt mit elliptischen Gewölben.

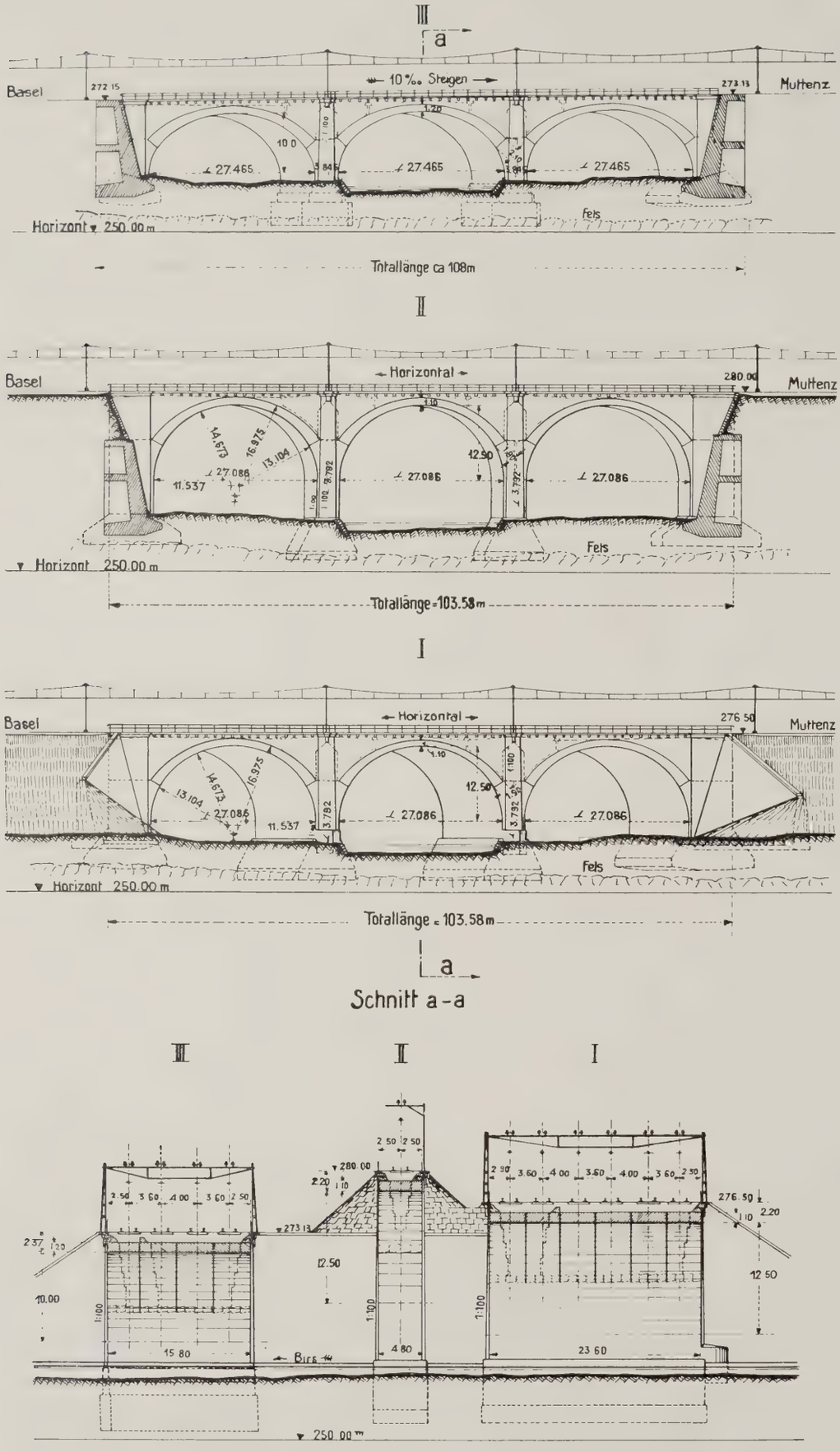
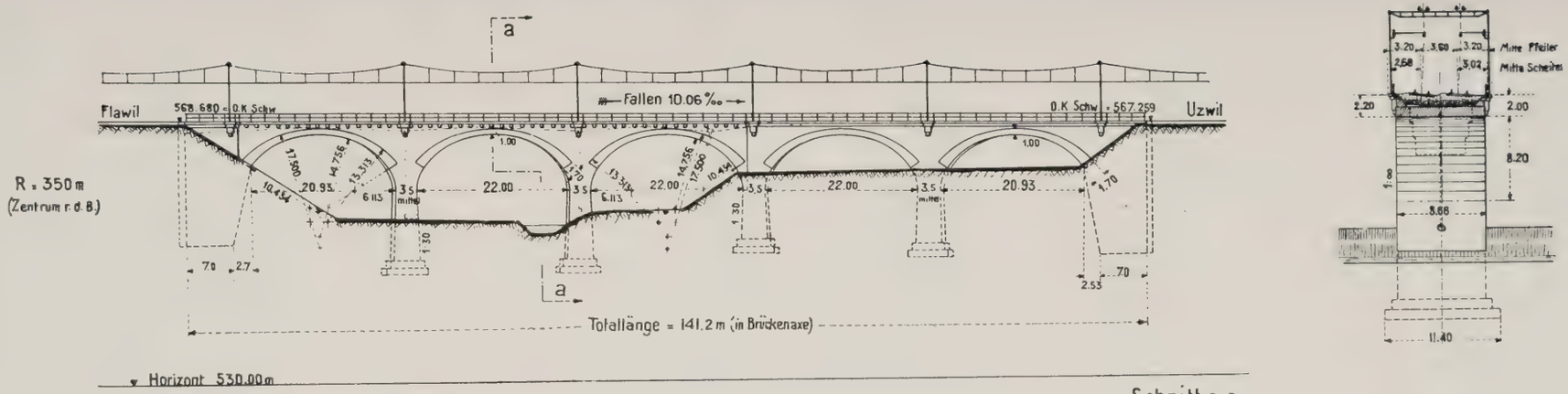



Abb. 87. Viadukte mit elliptischen Gewölben.

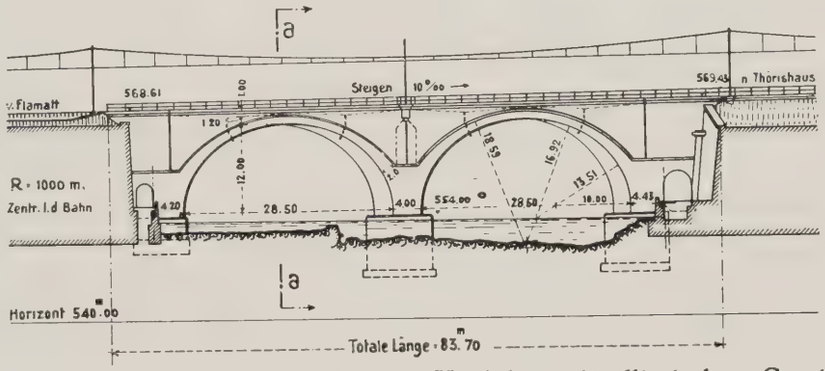
## Viadukt über die Uze bei Uzwil




Schnitt a-a




## Sensebrücke bei Thörishaus




Schnitt a-a

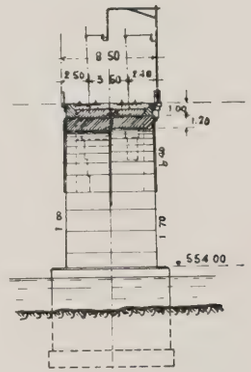
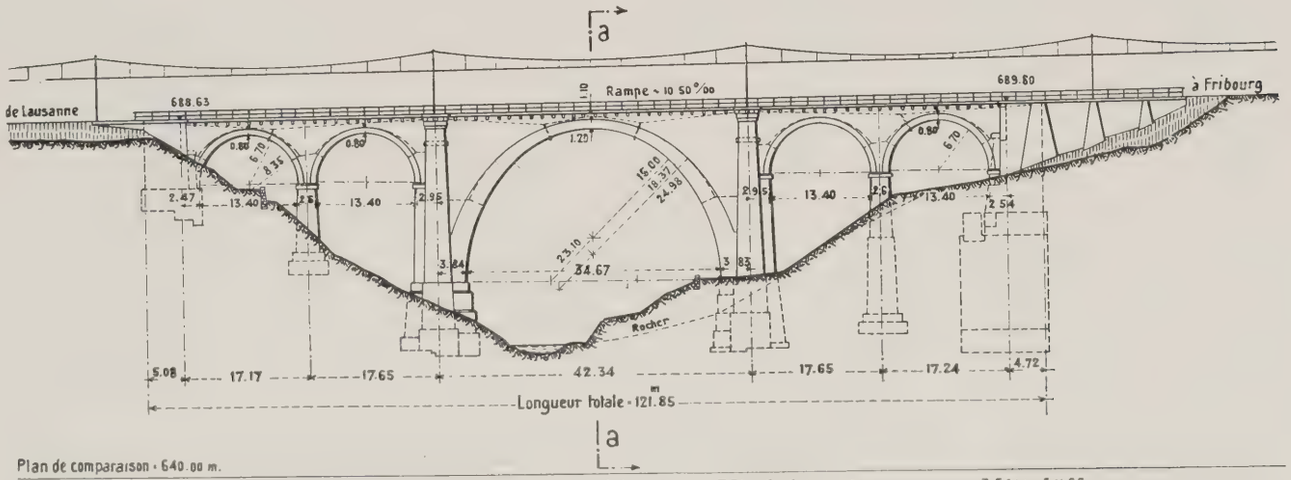



Abb. 87. Viadukte mit elliptischen Gewölben.

## Viaduc de la Mionnaz près de Palézieux




Coupe a-a

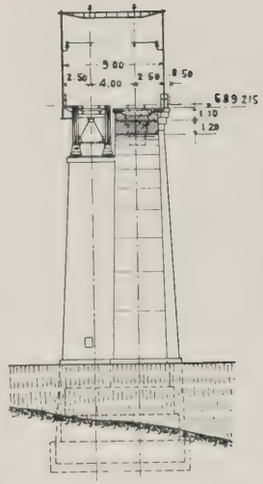
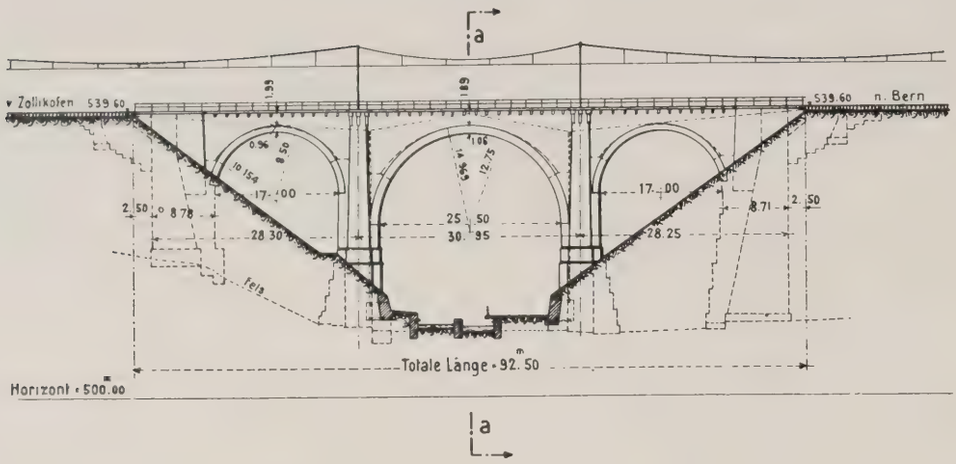
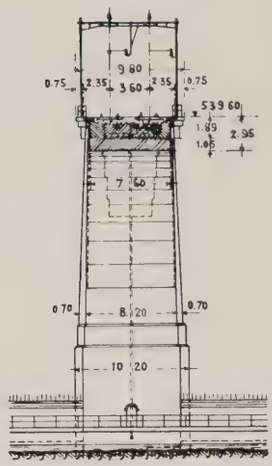



Abb. 87. Viadukt mit grosser Mittelöffnung.

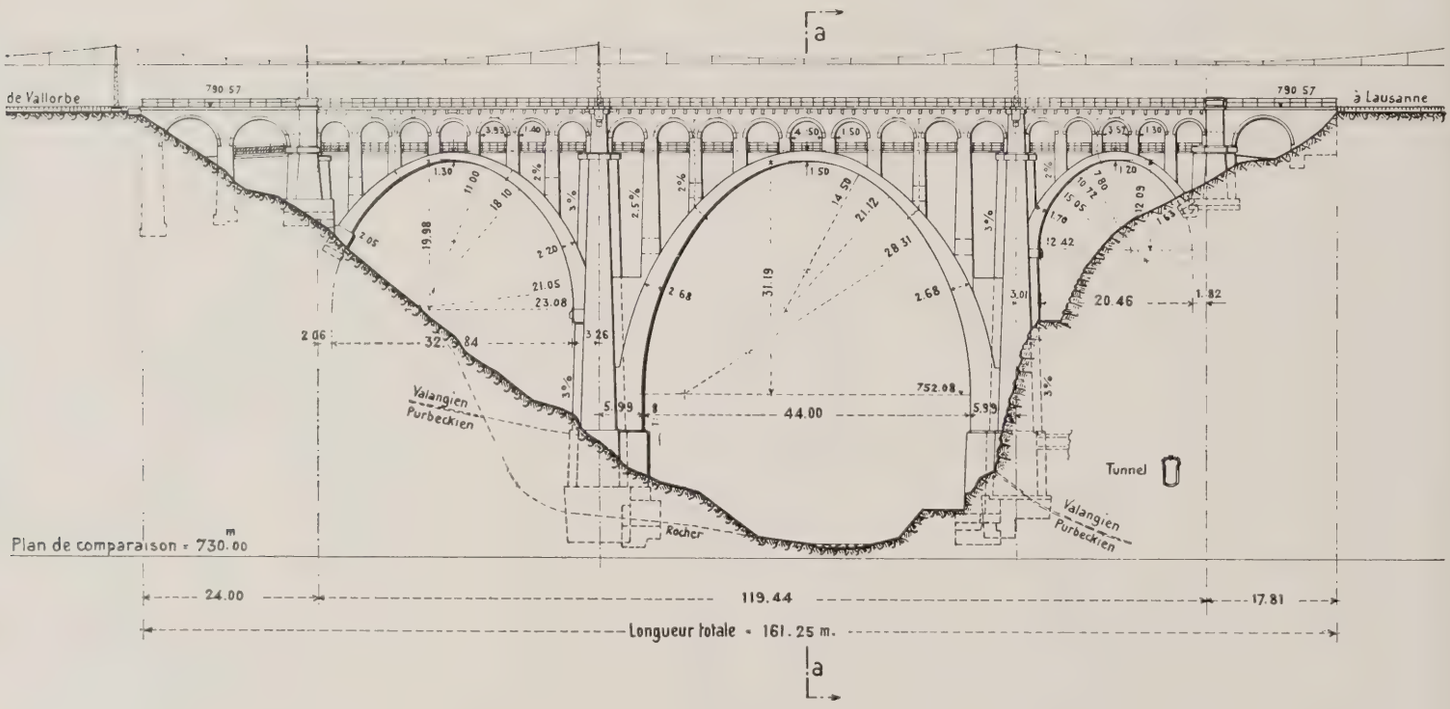
## Worblaufenviadukt bei Bern



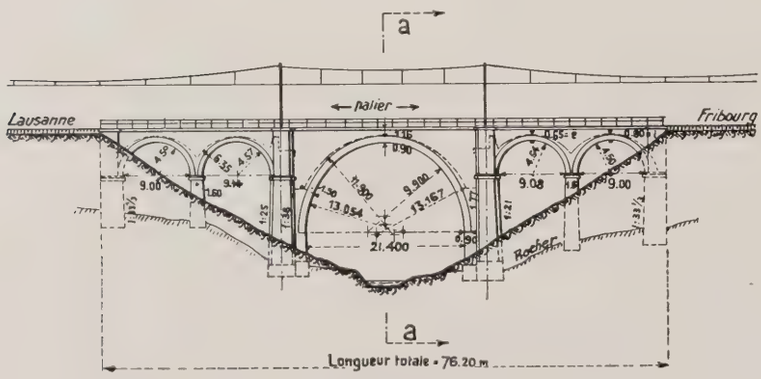

Schnitt a-a




## Viaduc du Day près de Vallorbe




## Viaduc de Macconnens près Villaz-St. Pierre




Coupe a-a

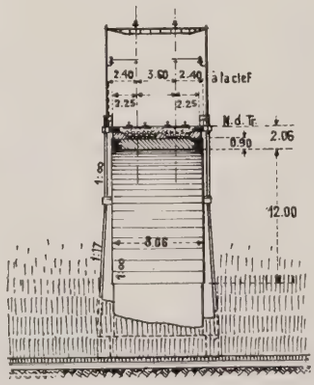
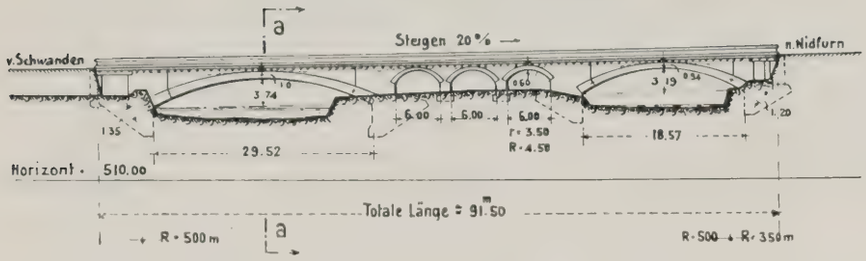
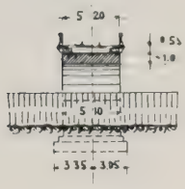



Abb. 87. Viadukte mit grosser Mittelöffnung.

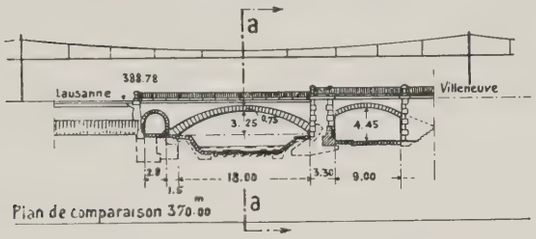
## Linthbrücke bei Schwanden



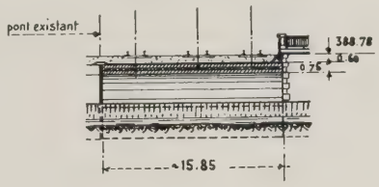

Schnitt a-a




## Pont sur la Veveyse à Vevey

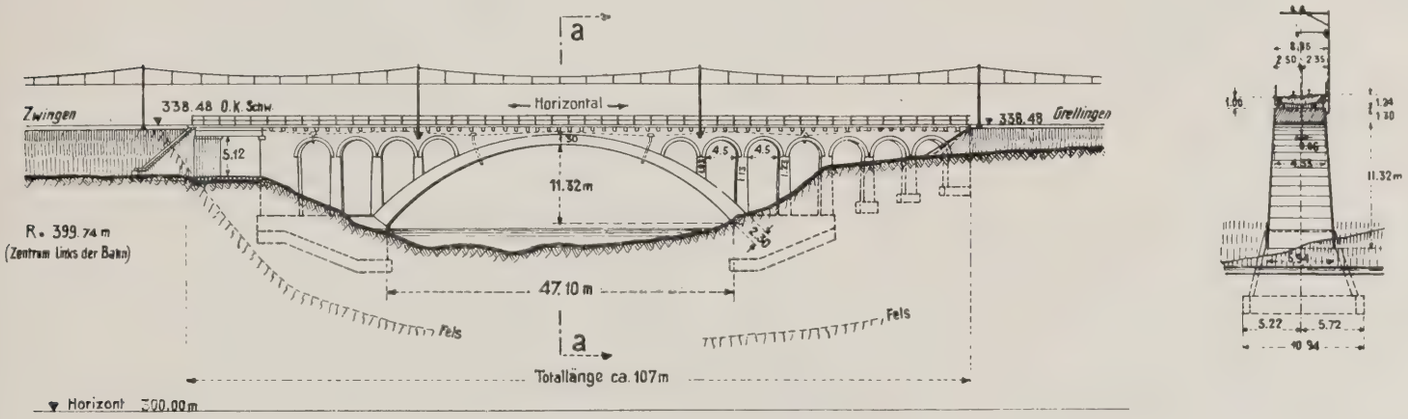



Coupe a-a




## Untere Kessilochbrücke bei Grellingen

Schnitt a-a







## Obere Kessilochbrücke bei Grellingen

Schnitt a-a

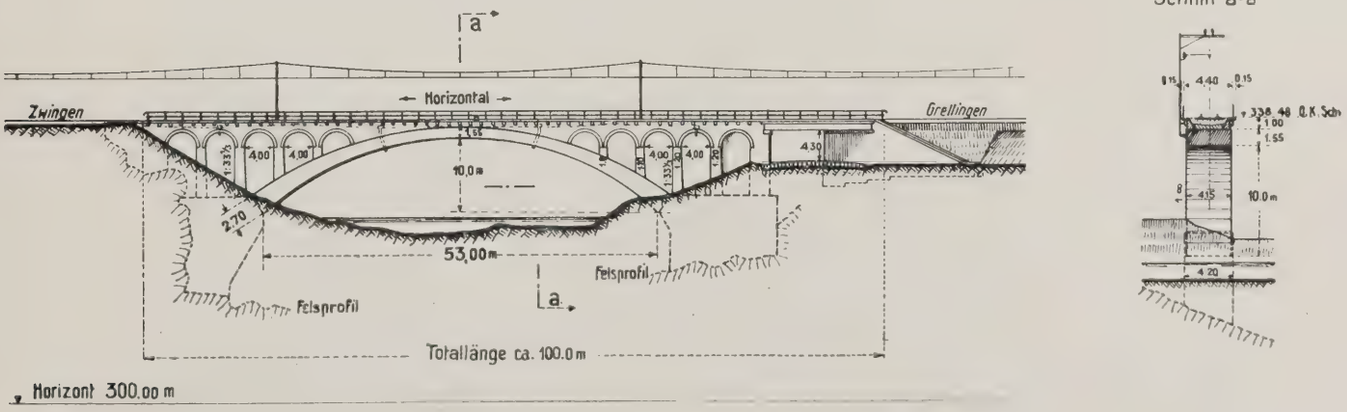






Abb. 87. Flachgewölbe.

Abb. 88. Nouveau Viaduc de Grandfey près de Fribourg: Ligne Lausanne-Berne.

Abb. 88a. Nouveau Viaduc de Grandfey près de Fribourg
Cintres métalliques système Mélan avec coffrages suspendus.

Abb. 88b. Nouveau Viaduc de Grandfey près de Fribourg.
Montage des cintres métalliques système Mélan.

Abb. 89. Viaduc de la Paudèze près de Pully

Construit 1921/22 Projet *C. F. F.* Exécution *Bellorini*, Entrepreneur, Lausanne.

Abb. 89a. Tablier métallique hors service, 2ième phase du ripage

Abb. 89b. Piles neuves en construction avec tours métalliques formantes supports pour le tablier ripé

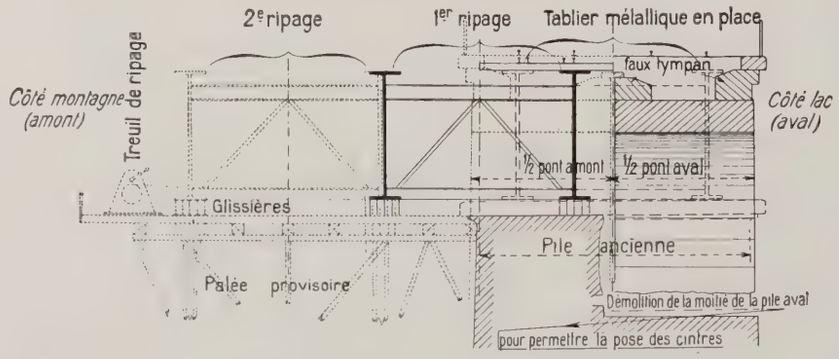



Abb. 89c. Ripage successif du tablier métallique

Abb. 88c. Viaduc de Grandfey près de Fribourg. Vue prise des travaux en juillet 1926.

Abb. 90. Toggelilochviadukt bei Düdingen. Bauzustand Juli 1926.

Abb. 91a. Umbau in eine steinerne Brücke 1926.

Abb. 91b. Projekt der neuen Brücke.

Abb. 91. Umbau in eine steinerne Brücke 1926.

Brücke über die Sense bei Flamat: Linie Bern - Lausanne.

Abb. 93. Neuer Sitterviadukt bei Bruggen (Linie Winterthur-St. Gallen). 1924/25.
5 Oeffnungen zu 30 m.
Projekt: S. B. B. — Unternehmung: Baugesellschaft Sitterbrücke *Frutiger, Lanzrein & Co.*, Bern und Ing. *Broggi*, St. Gallen.

Abb. 92. Thurviadukt bei Schwarzenbach: Linie Winterthur-St. Gallen. Bauzustand 1926.

Abb. 94. Obere Brücke im Kessiloch: Linie Delsberg-Basel.
Erbaut 1925/26. Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *J. J. Rüegg & Cie.*, Zürich.

Abb. 95. Untere Brücke im Kessiloch: Linie Delsberg-Basel.
Erbaut 1925/26. Entwurf: *S, B. B.*
Ausführung: *J. J. Rüegg & Cie.*. Zürich.

Abb. 95a. Untere Kessilochbrücke.

Lichtweite 47,1 m.
Erbaut 1926.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *J. J. Rüegg & Cie.*, Zürich.

Abb. 97. Viadukt über die Worbleren bei Bern. Umbau in eine steinerne Brücke 1924.

Lichtweiten 21,0 + 25,5 + 21.0 m.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Losinger & Cie.*, Bern.

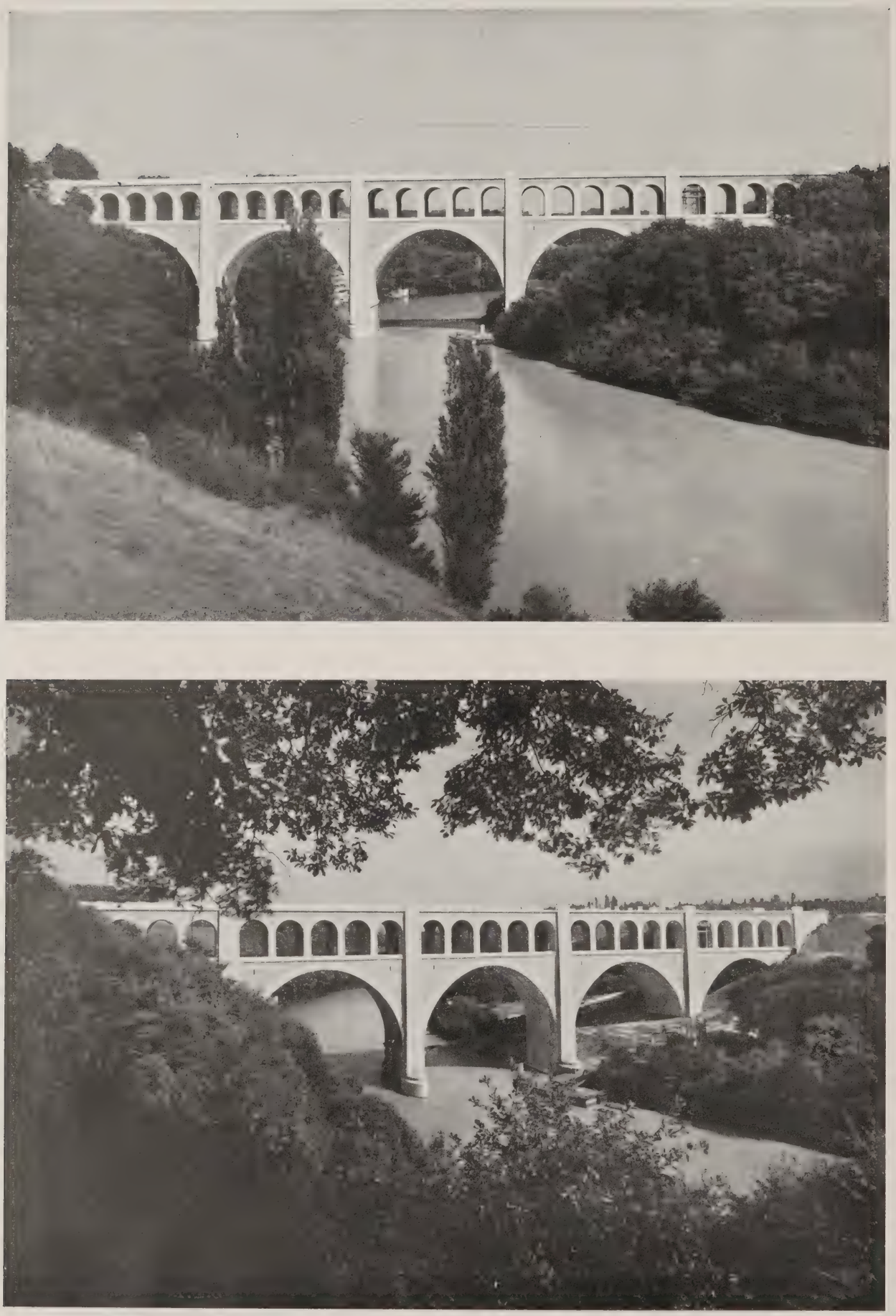


Abb. 96. Pont Butin sur le Rhône à Genève.

5 ouvertures de 47,5 m Exécution: *C. Zschokke S. A.*, Genève

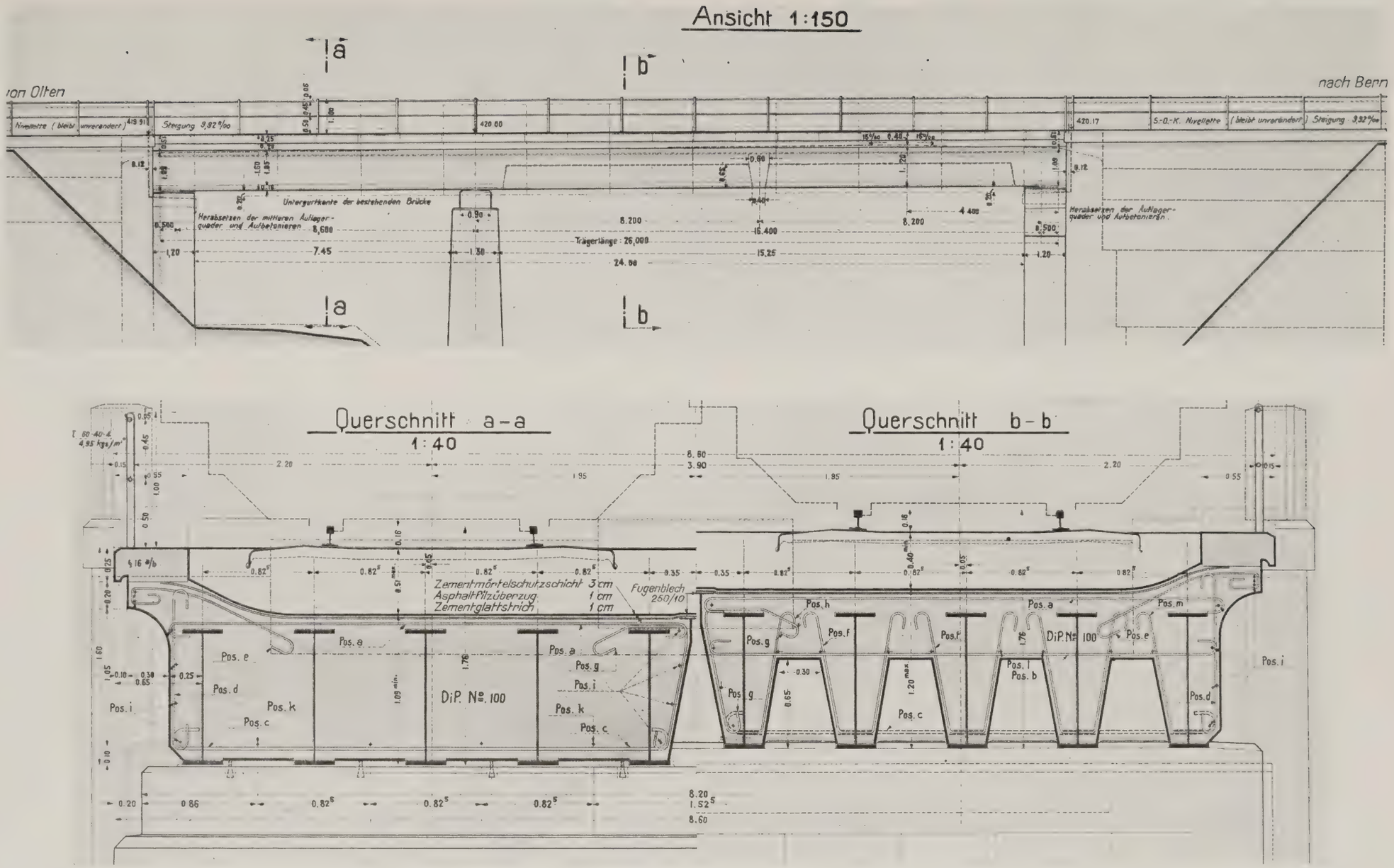



Abb. 98. Brücke über die Murg bei Murgental: Linie Olten-Bern.

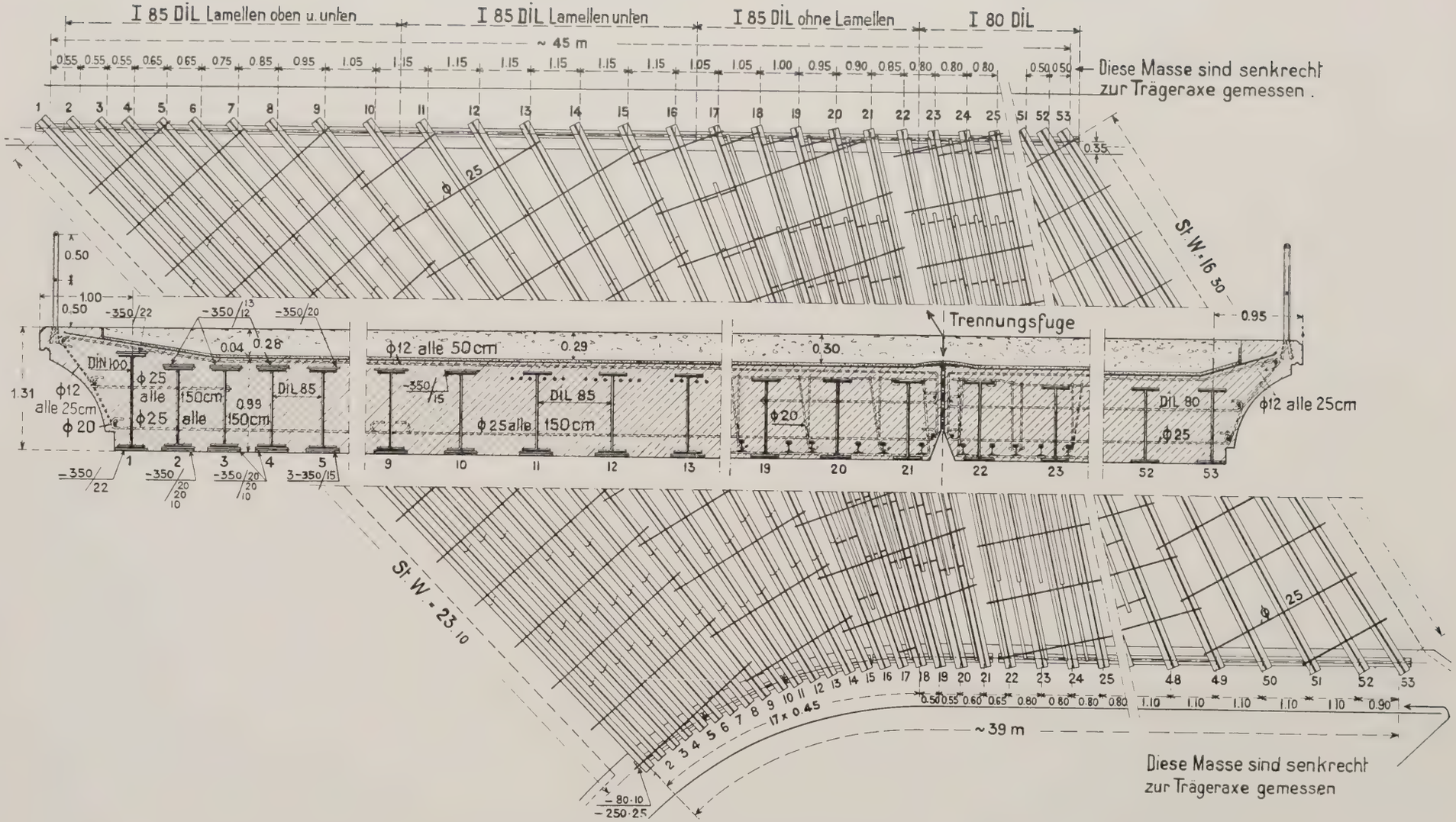



Abb. 99. Unterführung der Allmendstrasse in Thun.

Erbaut 1924/25. Projekt: *S. B. B.* Ausführung: *Tschaggeny*, Thun.

Abb. 100. Pont de la Penne sur la Birse près de Moutier
Portées 20,42 + 16,40 m Construit 1925 Projet *C. F. F.*
Refection de la maçonnerie, pont provisoire en fer à droite

Abb. 101. Umbau der Brücke km 22,126 der Wallenseelinie.

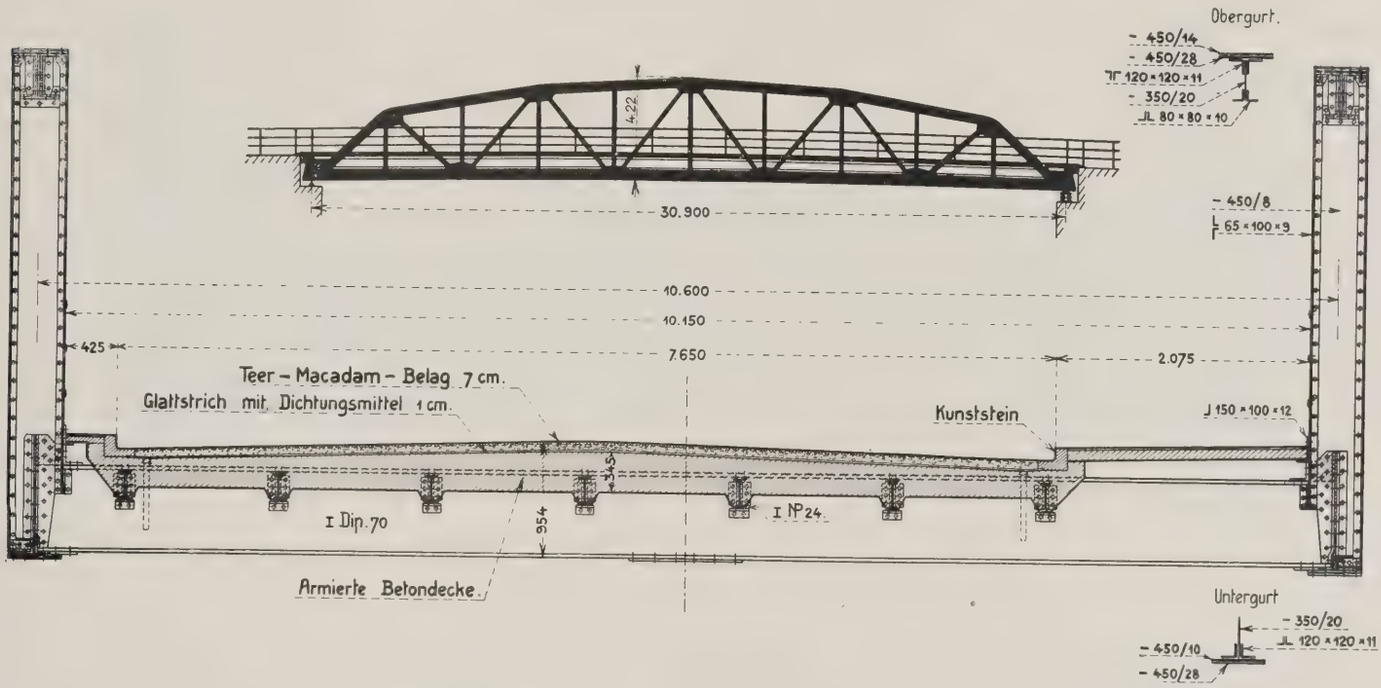



Abb. 107. Passage supérieure de la route à Rossemaison en gare de Delémont
Portée 30,9 m Poids des fers 90 tonnes Projet *C. F. F.* Exécution *Preiswerk, Esser & Cie.*, Bâle.

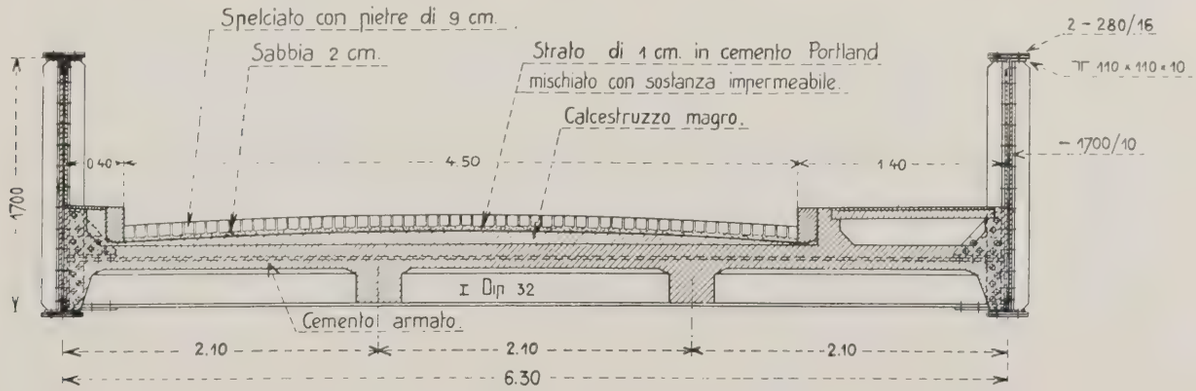



Abb. 108. Sovrapassagio a Chiasso: Ingrandimento della stazione
Portate 23,9 + 23,9 + 19,11 + 16,15 m
Peso del ferro 97 tonnellate.
Progetto: *S. F. F.*
Esecuzione: *Poretti & Ambrosetti*, Lugano *e Bernasconi*, Chiasso.

Abb. 102. Ueberführung der Briggerstrasse im Bahnhof Winterthur.

Spannweiten 11,83 + 11,43 + 18,0 + 26,68 + 20,50 m.
Erbaut 1924/25.
Eisengewicht 175 Tonnen.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Löhle & Kern A.-G.*, Zürich
mit *Corti & Cie.*, Winterthur.

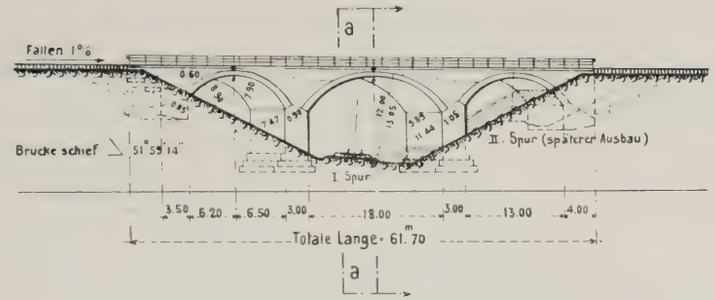
Abb. 104. Passerelle in der Station Thalwil: Linie Zürich - Chur.

Abb. 105. Ueberführung der Römerstrasse in Winterthur.

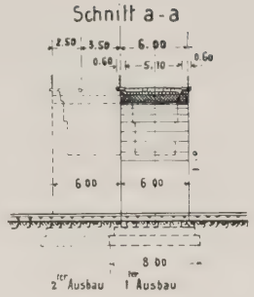
Stützweiten 6,3 + 11,9 + 11,9 + 6,0 m.

Entwurf und Ausführung:
*Terner & Chopard*, Ingenieure
und *Corti & Cie.*, Winterthur.

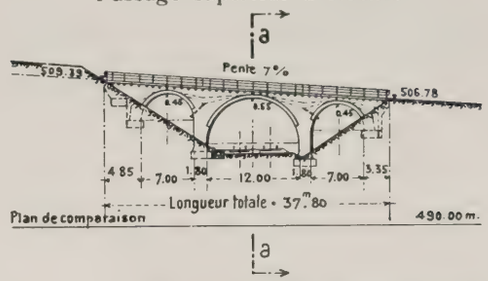
Ueberführung der Hardstrasse in Basel



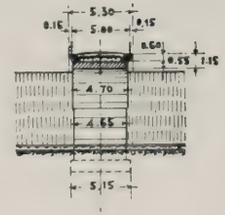

Schnitt a-a



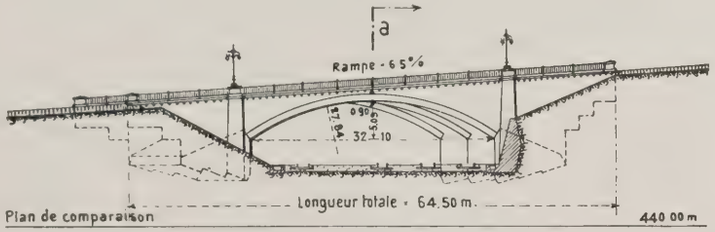

Passage supérieur à Roches



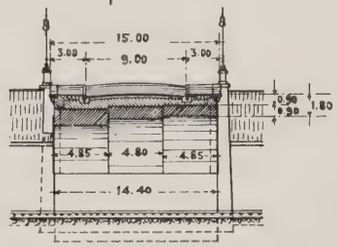

Coupe a-a



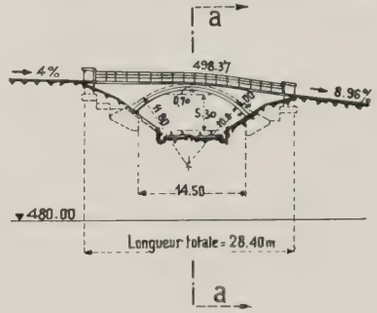

Passage supérieur de Villard à Lausanne



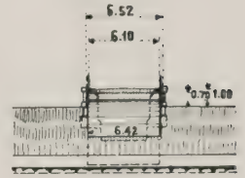

Coupe a-a



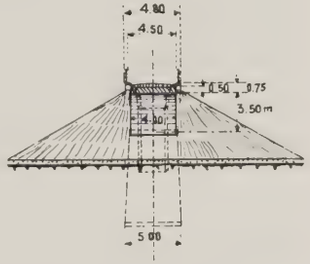

Passage supérieur des Boverattes



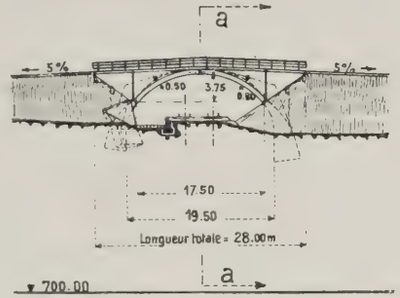

Coupe a-a



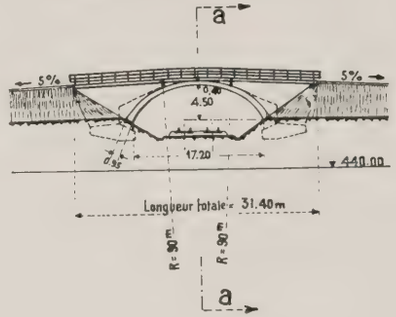

Coupe a-a



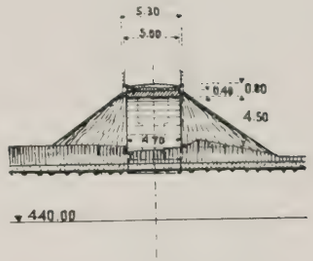

Passage supérieur de Drognens



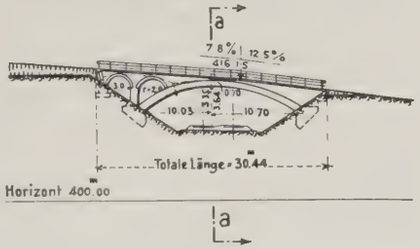

Passage supérieur d'Ependes



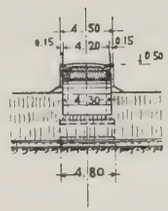

Coupe a-a



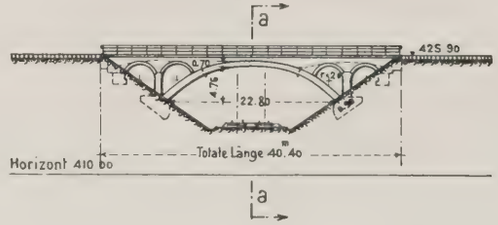

1. Ueberführung bei Gelterkinden




Schnitt a-a




2. Ueberführung bei Gelterkinden




Schnitt a-a

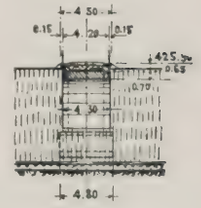



Abb. 106. Strassen-Ueberführungen.

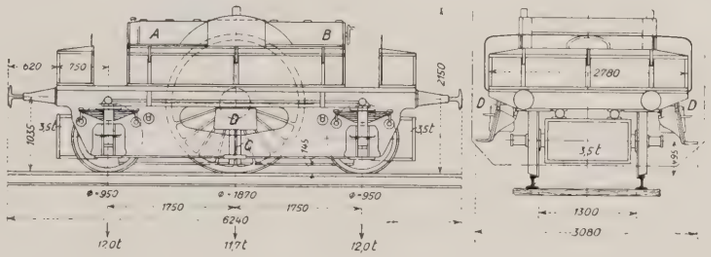



Abb. 109. Belastungswagen der S. B. B., einstellbar zu einer Einzellast von 29 bis 36 Tonnen.

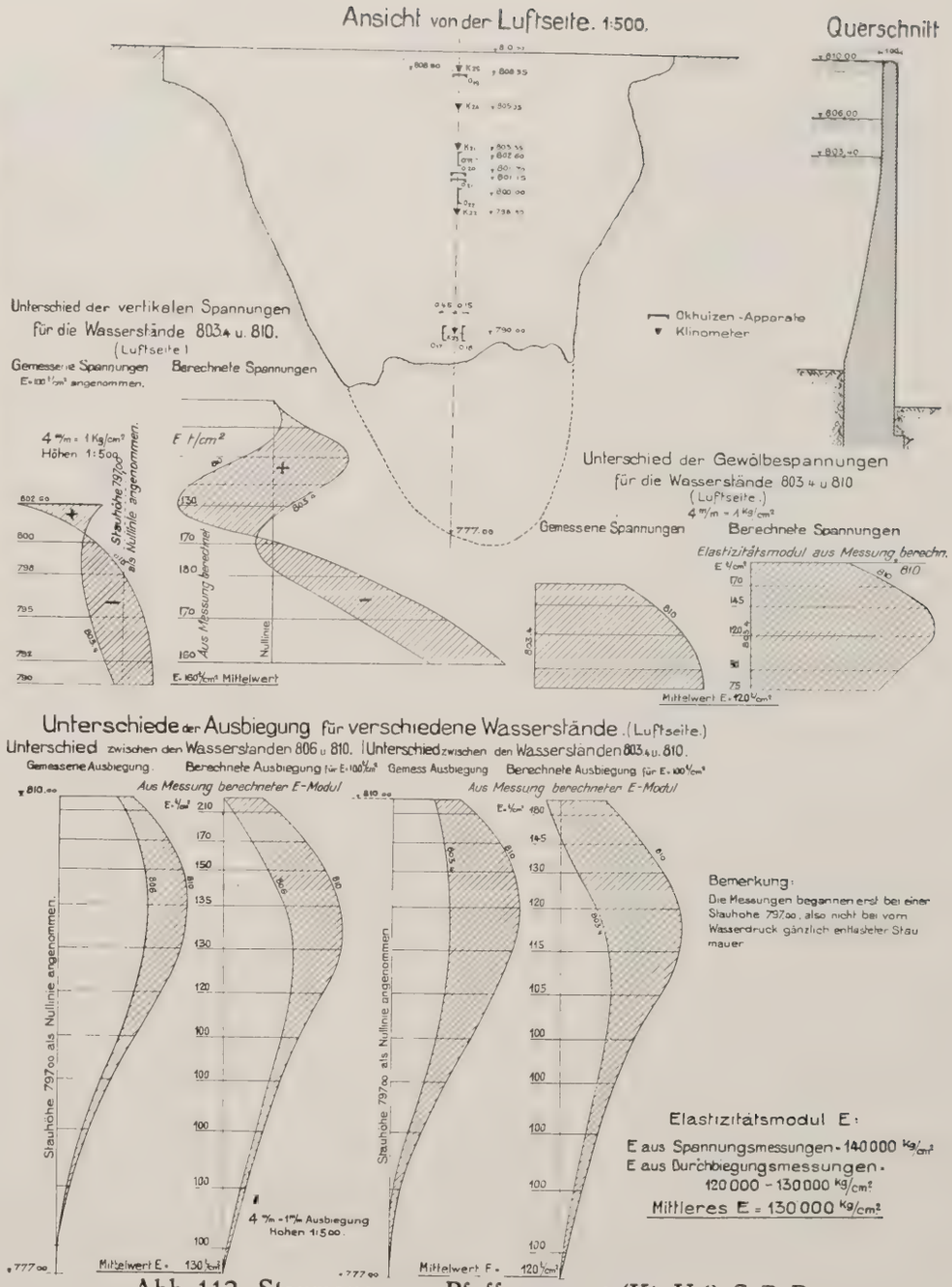



Abb. 112. Staumauer am Pfaffensprung (Kt. Uri) S. B. B. Spannungsverteilung und Ausbiegung.

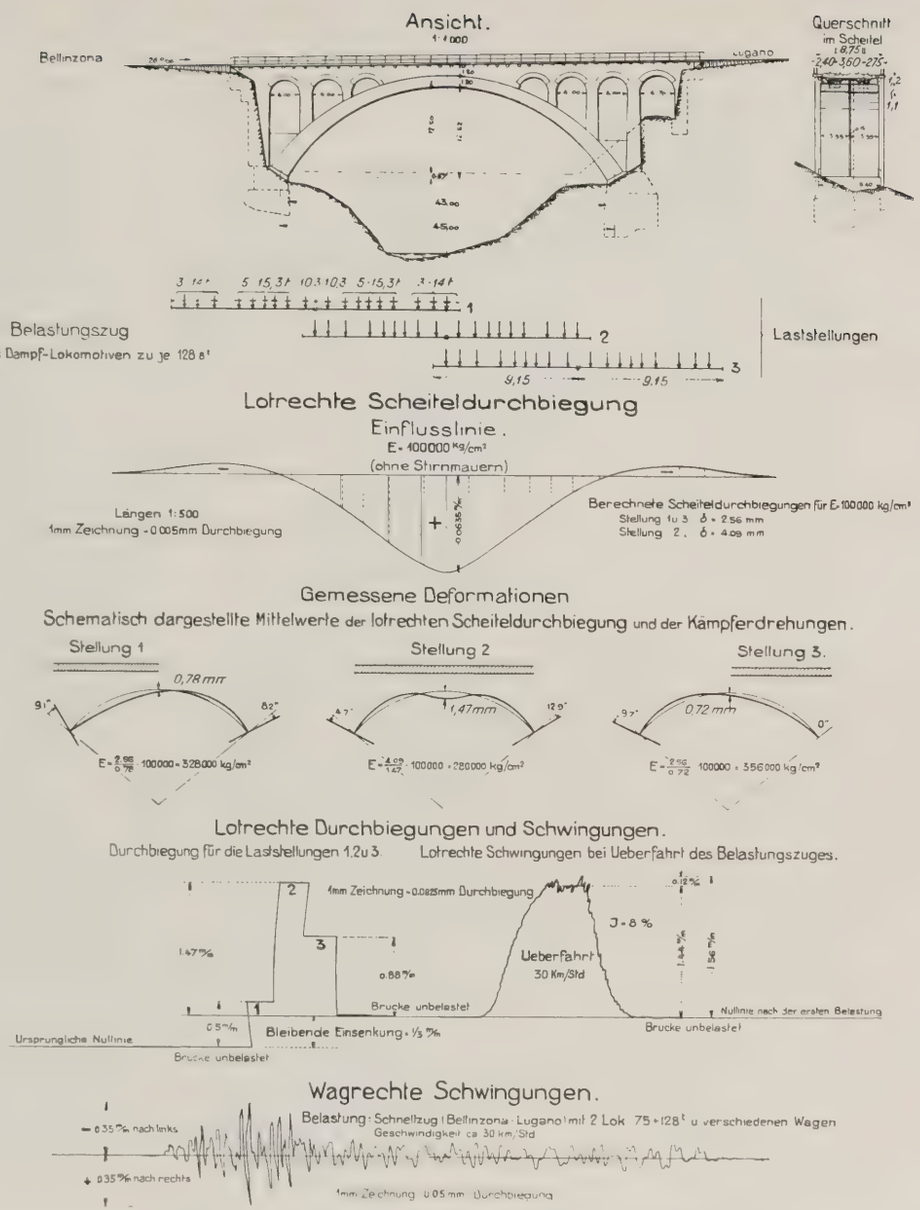



Abb. 110. Selvacciabrücke S. B. B. Cenerilinie.
Brücke des rechten Geleises (II).
Durchbiegungen, lotrechte und wagrechte Schwingungen aus Verkehrslast.

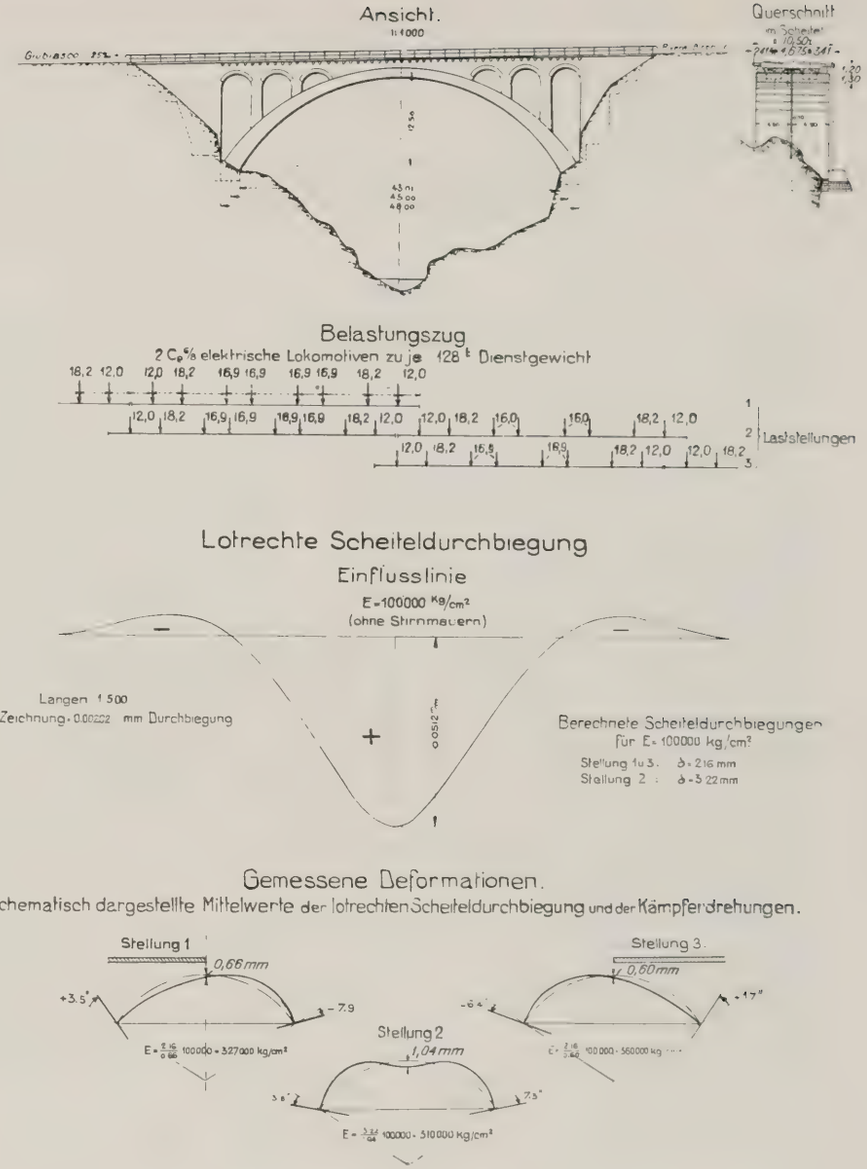



Abb. 111. Robassaccobrücke S. B. B. Giubiasco-Rivera-Bironico.
Brücke des rechten Geleises (I).
Lotrechte Scheiteldurchbiegungen und Winkeländerungen an den Kämpfern aus Verkehrslast.

Abb. 113. Viadukt bei Rümlingen. Ausbesserungsarbeiten, Erneuerung der Gewölbe 1897/98.

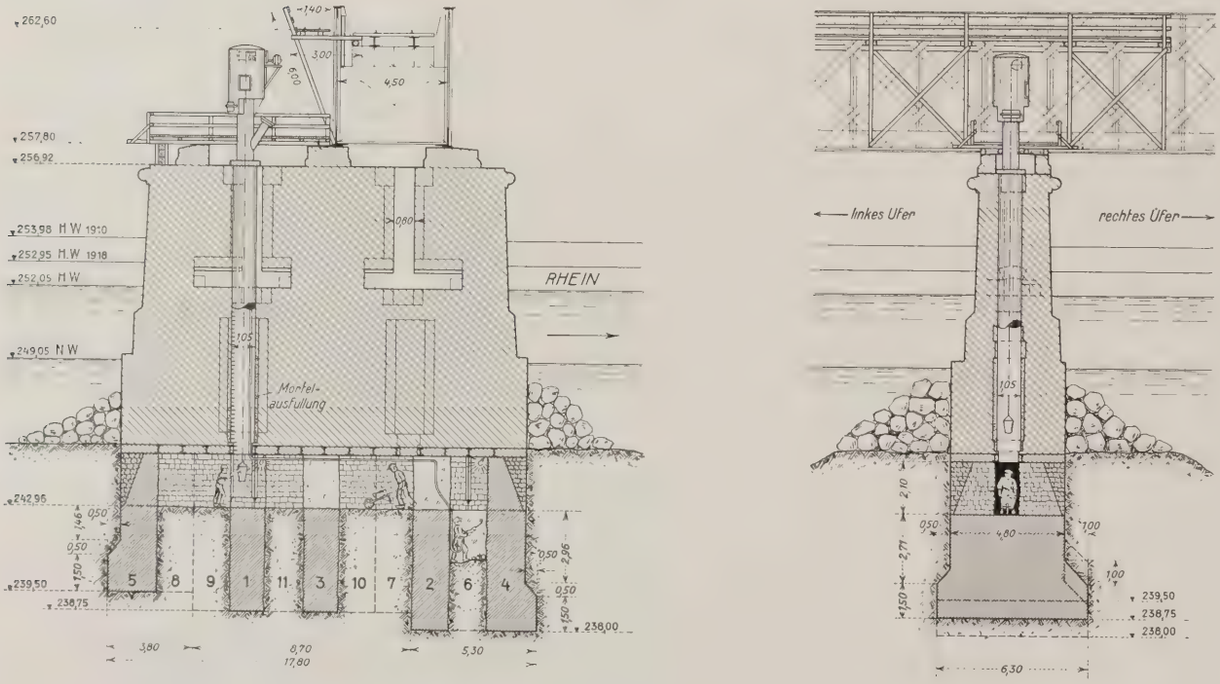



Abb. 114. Rheinbrücke der Verbindungsbahn in Basel.
Stützweiten 50 + 60 + 60 + 50 m. — Erstellt 1870/71 durch *Schneider & Cie.*, Le Creuzot.
Unterfangung des Mittelpfeilers vermittelst Druckluft von den alten Steigschächten aus.
Ausführung 1924/25. Entwurf und Ausführung: *C. Zschokke A.-G.*, Genf.

Abb. 115. Ponte sul Ticino presso Giornico: Linea del Gottardo.
Portate teoriche 14,80 + 45,0 + 45,0 + 14,8 m.
Esecuzione: { I° binario: *Gutehoffnungshütte*, Sterkrade, 1882
II° binario: *Bosshard & Co.*, Näfels, 1892.

Abb. 49a. Thurbrücke bei Andelfingen: Linie Winterthur-Schaffhausen.

Abb. 116 und 116a. Pont sur le Rhône à Riddes: Ligne Lausanne-Brigue
Portée 52 m Poids des fers 190 tonnes Projet *C. F. F.*
Construit 1921/22 Exécution *Buss & Cie.*, Bâle

Abb. 117. Reussbrücke in der Fluhmühle bei Luzern: Linie Luzern-Zug.

Spannweiten 3 × 47,1 m.
Eisengewicht 456 Tonnen.
Erbaut 1921/22.

Entwurf: *S. B. B.*
Ausführung: *Bell & Cie.*, Kriens.
*Löhle & Kern*, Zürich.
*C. Zschokke A.-G.*, Döttingen.

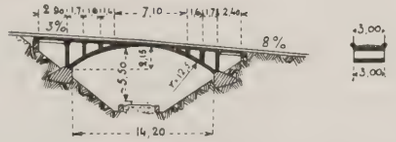
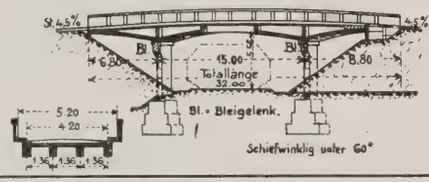
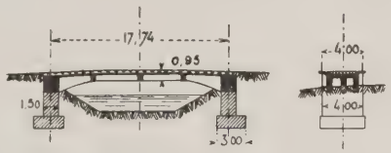
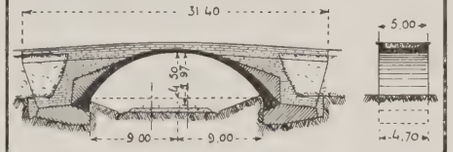
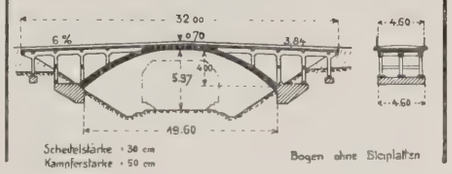
Abb. 118. Pont sur la Viège à Viège: Ligne St. Maurice-Brigue

Portée 44,40 m — Exécuté en 1878 — Remplacé 1922

Abb. 119. Sihlbrücke bei Sihlbrugg: Linie Thalwil-Zug.

Spannweite 68,25 m
Erbaut 1896 mit durchgehendem Schotterbett.

Entwurf: *Nord-Ost-Bahn, Moser,* Ing.
Ausführung: *Bell & Cie.,* Kriens.

| Strecke u. Km. Name des Objektes | Bauart Längenschnitt u. Querschnitt. | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast | Material-mengen. (ohne Geländer) Stampfbeton Eisenbeton Eisen Armierungs % | Kosten. Eisenbetonkonstruktion. ohne Fundation, Flügel, Geländer, Isolierung, Vorsatzbeton, Stocken etc. Für 1 m³ Eisenbeton u. Total | Für 1 m² nutzbare Grundfläche | Für 1 m² Ansichtsfläche u. 1m Breite | Geländer für 1m Länge. | Vorsatzbeton und Stocken. Total | 1 m² | Fundation mit Aushub + Flügel-mauern | Verschiedenes Treppen, Kanalisation, Isolierung etc. | Gesamt-kosten pro m² Nutz-Fläche u. Total. | Bauzeit ohne Fundation, Zufahrtsrampe u. Chaussierung. Baujahr Ausführende Firma. | Bemerkungen. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Palezieux - Lyss<br>24, 326<br>P.S. des Tavernes. |  | 300 kg/m² | 18.-<br>35 m³<br>4200.-<br>1,5 % | 148.-<br>5200.- | 69,5 m²<br>75.- | | 1.40<br>11.50<br>Pfosten I 60/40 | | | 650.- | | 105.-<br>7287.- | 2 Monate<br>1916<br>N. Pasquier Lausanne. | |
| St. Margrethen – Winterthur<br>55,730<br>Gallenbrunnen. |  | 400 kg/m² oder 14 t Wagen resp. 18 t. Walze | 111 m³<br>131 m³<br>15,4 t<br>1,7 % | 344.-<br>48491.- | 149 m²<br>325.- | 70.- | 66.- | | | 11695.- | Entwässerung 945.-<br>Isolierung 3238.- | 373.-<br>55590.- | 5½ Monate<br>1919<br>Salis, Juen, Merlini u. F. Bucher. | |
| Lausanne – Biel<br>26,390<br>Pont s/le Talent |  | 300 kg/m² | 27,6 m³<br>72,5 m³<br>7,62 t<br>1,3 % | 263.-<br>19000.- | 83 m²<br>230.- | | 1.90<br>13.-<br>Pfosten I 60/40 | | | 4000.- | | 83 m²<br>284.-<br>23670.- | 1½ Monat<br>1920<br>Challet - Steinlin und Florio Montreux | |
| Lausanne – Biel<br>28,740<br>P.S. d'Essert-Pittet |  | 300 kg/m² | 275 m³<br>75 m³<br>1,95 t<br>0,33 % | [1] 39500.- | 166 m² | | 1.80<br>16.-<br>Pfosten I 60/40 | | | 5850.- | | 166 m²<br>287.-<br>47832.- | 3 Monate<br>1920<br>Simoning Montangero Lausanne | [1] Gewölbe, Flügelmauern und Fundation |
| Oerlikon - Schaffhausen<br>17,460<br>(Im Rain)<br>Bülach - Glattfelden |  | 250 kg/m² oder 6 t Wagen | 32 m³<br>90,6 m³<br>7,35 t<br>0,8 % | 130.-<br>11832.- | 147 m²<br>80.40 | 25.- | I Pfosten N°8<br>3 Gasröhren 5/4"<br>G = 15 kg/m'<br>16.- | 2 maliger Zementmilch-Anstrich [1] 192 m²<br>0.45 | | Fundation mit Aushub<br>1990.- | Wasserdichte Abdeckung 1 cm Asphalt-isolierung mit dopp. Juteein-lage u. einer 3 cm starken Zementmörtel-schutzschicht<br>2264.- | 145.-<br>21319.- | 3 Monate<br>1925<br>Meier u. Cº Glattfelden | [1] Nur die Gewölbe untersicht, Säulen, Querriegel Vorder-ansicht |

Schenkelstärke = 30 cm
Kämpferstärke = 50 cm

Bogen ohne Stopfplatten

Abb. 103. Strassenbrücken aus Eisenbeton.

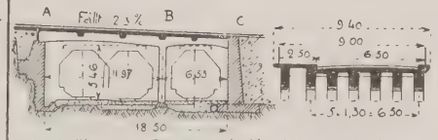
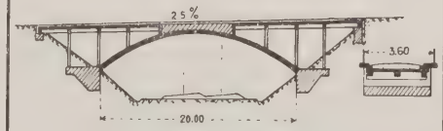
| Strecke & Km. — Name des Objekts. | Bauart. Längenschnitt und Querschnitt. | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast. | Material-mengen. (ohne Geländer) Stampfbeton / Eisenbeton / Eisen Armierungs % | Kosten. Eisenbetonkonstruktion. ohne Fundation, Flügel, Geländer, Isolierung, Vorsatzbeton, Stocken etc. Für 1 m³ Eisenbeton u Total | Für 1 m² nutzbare Grundfläche | Für 1 m² Ansichtsfläche u. 1m Breite | Geländer für 1m Länge. | Vorsatzbeton & Stocken Total | Vorsatzbeton & Stocken 1 m² | Fundation mit Aushub + Flügelmauern. | Verschiedenes Treppen, Kanalisation, Isolierung etc. | Gesamtkosten pro m² Nutzfläche u. Total | Bauzeit ohne Fundation Zufahrtsrampe u. Chaussierung. Baujahr Ausführende Firma. | Bemerkungen. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| St. Margrethen - Winterthur. 63,700. Staad. |   A. Gleitlager B. Elast. drehb. Stützen unt. eingesp. C. Elast. drehb. Wandstütze unt. eingesp. Schiefwinklig ü 85° | 500 kg/m² oder 22 t Wagen | 165 m³ 224 m³ † leicht armiert 121 m³ 12,7 t 0,9 % | 190.- 22990.- | 189 m² 122.- | 21.- | Pfosten N°10 Röhren 1 1/2" G = 18,6 kg/m 6) 29.50 | – | | 6693.- + †20528.- x 27221.- | 1) 2347.- 2) 1680.- 3) 2839.- 4) 990.- 5) 400.- | 343.- 64898.- | 3 Monate 1921 Stamm bach Rorschach | † Widerl. u. Flügel 1) Isolierung 2) Rinnsteine 3) Pflästerung 4) Entwasserung 5) Einricht. d. Baust 6) mit Schutzgitter |
| | x Felsaushub für linkes Widerlager in Regie ausgeführt Frs. 3000.- ohne Abtransport. Beton L. Widerlager bis Auflagerhöhe, Widerl. r. bis O.K. Balken gerechnet inkl Abschlussmauern r. d. B. W. r. Fr 9300.- Anschl. M. r. d. B. 4530.- | | | | | | | | | | | | | |
| St. Margrethen - Winterthur 70,620 Horchenthal. |   | 300 kg/m² oder 7 t Wagen | 43 m³ 115 m³ 7,2 t 0,8 % | 105.- 12070.- | 120 m² 100.- | 19.50 | Pfosten I N°8, Röhren 5/4" G = 15 kg/m 17.50 | – | – | 1021.- | 6700 | 188.- 22500.- | 2 Monate 1925 W. Heenes Erben St. Gallen | |
| 70.330 | Gebaut wie Km. 70,620 | | | | | | | | | | | | | |
| 70.382 | Gebaut wie Km. 70,620 | | | | | | | | | | | | | |

Abb. 103. Strassenbrücken aus Eisenbeton.

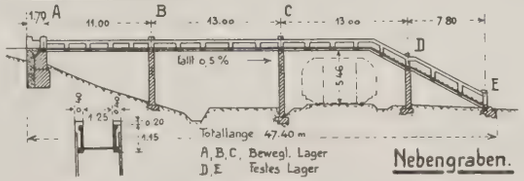
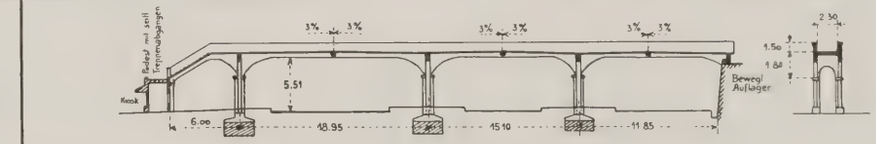
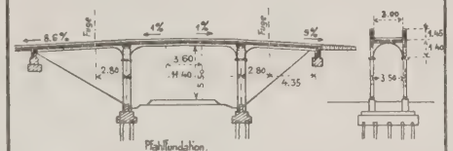
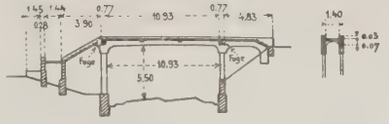
| Strecke u. Km. / Name des Objektes | Bauart. Längenschnitt & Querschnitt | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast | Kosten. Materialmengen (ohne Geländer): Stampfbeton / Eisenbeton / Eisen Armierungs % | Eisenbetonkonstruktion ohne Fundation, Flügel, Geländer, Isolierung, Vorsatzbeton, Stocken etc.: Für 1 m³ Eisenbeton u Total | Für 1 m² nutzbare Grundfläche | Für 1 m² Ansichtsfläche u. 1 m Breite | Geländer für 1 m Länge | Vorsatzbeton u. Stocken: Total | 1 m² | Fundation mit Aushub + Flügelmauern | Verschiedenes: Treppen, Kanalisation, Isolierung etc. | Gesamtkosten pro m² Nutzfläche u Total | Bauzeit ohne Fundation Zufahrtsrampe u Chaussierung / Baujahr / Ausführende Firma | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| St. Margrethen-Winterthur. 56.175 Nebengraben. |   Nebengraben. | 300 kg/m² | 25,4 m³ / 48 m³ / 4,4 t / 1,3 % | 284.– / 13611.– | 57 m² / 239.– | 38.– | | 845 | 2) 6.70 | 1453.– | Entwässerung 200.– Treppenanlage mit 15,1 m² Nutzfläche | 304.– / 17300.– | 2 Monate 1919 J. Betz u. Co. Basel. | 1) Mit Treppenanlage. 2) Stocken der Sichtflächen ohne Vorsatzbeton incl Kantenbehandlung. |
| Thalwil – Richterswil. 12,152 B'hof Thalwil. |   Bahnhof Thalwil. | 500 kg./m² | 122,7 m³ / 111,3 m³ / 6,7 t / 0,9 % | 219.– / 24381.– | 199,3 m² / 122.30 | 23.30 | Hauptträger bilden Geländer. Fahrbahn unten. | 4020.– / 681.– | 1) 12.– / 2) 6.– | 3) 1231.75 / 4) 6307.75 / 5) 1201.55 / 8741.05 | | 188.40 / 37679.60 | 4 Monate 1922 Hobi u. Jenny Zürich 6. | 1) Für skizzenartige Bearbeitung der aussern Sichtflächen. 2) Zuschlag für Obergurtgewölbe. 3) Aushub 4) Beton 150 P.C./m³ 5) " 300 " |
| Thalwil-Richterswil. 27.098 Richterswil. |   | 400 kg/m² + gl. Lastzug | 43 m³ / 68 m³ / 7 t / 1,3 % | 145.– / 3847.– | 86,6 m² / 114.– | 19.95 | Hauptträger bilden Geländer. Fahrbahn unten. | 540.– nur gekrönelt. | 1) 3.– | 1) 838.– / 2) 3004.– / 1904.– / 5746.– | Isolierung 932.– | 233.60 / 20229.– | 4 Monate 1923 Brenneisen u. Co. Weesen | 1) Aushub 2) Pfählung. |
| Thalwil-Richterswil. 16.115 Horgen. |   | 300 kg/m² | 1) 34 m³ / 21,2 m³ / 1,44 t / 0,9 % | 5425.– | 39.6 m² / 135,6 | 23.80 | Kantsäule 20/40 25.20 | 625.– / 339.– | 1) 8.50 / 2) 7.50 | 472.50 / 3000.– | Treppen pro Tritt 11.– | 342.– / 13536.– | 3 Monate 1924. Pfister-Rosaro Horgen. | 1) Grauer Edelverputz 2) Zuschlag für Vorsatzbeton u Bearbeitung 3) Fundamente und untere Treppenanlage rechts d B. |

Abb. 103. Strassenbrücken aus Eisenbeton.

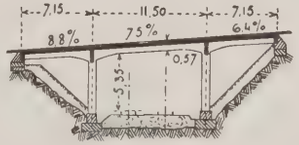
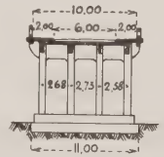
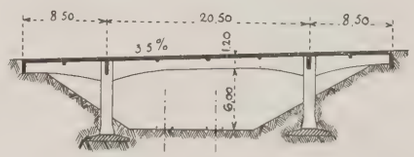
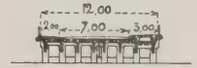
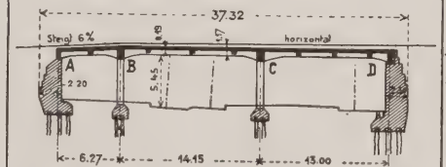
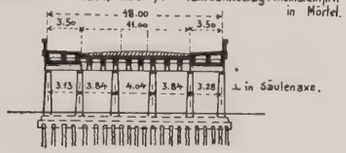
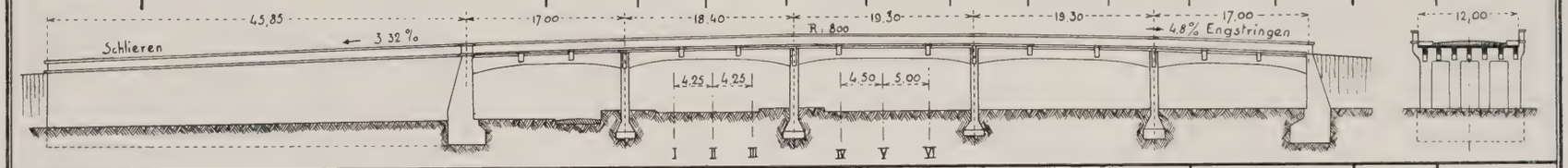
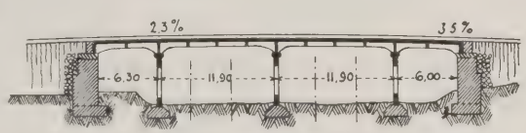
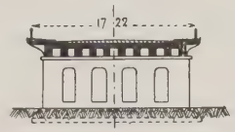
| Strecke u. Km. — Name des Objektes | Bauart. Längenschnitt & Querschnitt. | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast. | Material-mengen. (ohne Geländer) Stampfbeton / Eisenbeton / Eisen Armierung % | Kosten. Eisenbetonkonstruktion ohne Fundation, Flügel, Geländer, Isolierung, Versatzbeton, Stocken etc. — Für 1 m³ Eisenbeton u. Total | Für 1 m² nutzbare Grundfläche | Für 1 m² Ansichtsfläche u. 1 m Breite | Geländer für 1 m Länge. | Versatzbeton u. Stocken. Total | 1 m² | Fundation mit Aushub + Flügel-mauern. | Verschiedenes Trennen, Kanalisation, Isolierung etc. | Gesamt kosten. pro m² Nutz-Fläche u. Total | Bauzeit ohne Fundation, Zufahrtsrampe u. Chaussierung. Baujahr. Ausführende Firma. | Bemerkungen. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| |   Schiefe 70°03' **P.S. du Grenier.**   | | | | | | | | | | | | | |
| |   Schiefe 44°35' **P.S. de Sévelin.**   | | | | | | | | | | | | | |
| Neuchatel - Chaux-de Fonds. 28,941. P.S. du Grenier. | | 500 kg/m² | 440 m³ 300 m³ 22000.- 0.93 % | 253.- 76063.- | 268 m² 284.- | | Armierter Beton 62.20 | | | 12459.- | | 268 m² 518.- 139075.- | 4 Monate 1920 H. Bieri Frères Ch. de Fonds | |
| Lausanne - Genève 1,172 P.S. de Sévelin. | | 400 kg/m² | | | 460 m² | | Armierter Beton. | | | | | 460 m² 252.- 1) 116000.- | 5 Monate 1924 E. Bellorini Lausanne. | 1) Pauschalsumme incl. Fundationen, Geländer etc. |
| Linksufrige Zürichseebahn 3,598 Bederstrasse. |   A = Festes Bleilager, B u. C = Pendeljoche, D = Beweg. Stahlgusslager. Bohrpfahlfundationen. Schief unter 76° Fahrbahnbelag: Kleinsteinpfl. in Mörtel.   ⊥ in Säulenaxe. | Trottoir: 22 t. Wagen + 500 kg/m². Fahrbahn: 500 kg/m². Motorwagenzug von 17 t. + 1 Motorwagen auf dem andern Geleise + 1 14 t Wagen auf beiden Seiten | 765 m³ 460 m³ 74,8 t 2,1 % | 339 m³ 213.- 72300.- | 18 × 37,3 = 670 m² 108.- | 19.- | 20 cm stark, massiv aus Eisenbeton, einschl. Postamente. Deckplatten aus Kunststein und Stocken. 94.- | 2298.- | 8.90 | 87900.- (einschliessl. Bohrpfähle 28700.-) | 5800.- | ohne Fahrbahnbelag und Randsteine 670 m² 266.- 178500.- | 6 Monate 1922 Favre u. Co. Zürich. | |

Abb. 103. Strassenbrücken aus Eisenbeton.

| Strecke & Km. — Name des Objekts. | Bauart. Längenschnitt & Querschnitt. | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast | Materialmengen. (ohne Geländer) Stampfbeton / Eisenbeton / Eisen Armierungs% | Kosten. Eisenbetonkonstruktion. ohne Fundation, Flügel, Geländer, Isolierung, Vorsalzbeton, Stocken etc. Für 1 m³ Eisenbeton u. Total. | Für 1 m² nutzbare Grundfläche | Für 1 m² Ansichtsfläche u. 1 m Breite | Geländer für 1 m Länge | Vorsalzbeton u. Stocken. Total | 1 m² | Fundation mit Aushub + Flügelmauern | Verschiedenes Treppen, Kanalisation, Isolierung etc. | Gesamtkosten pro m² Nutzfläche und Total | Bauzeit ohne Fundation, Zufahrtsrampe u. Chaussierung. Baujahr, Ausführende Firma | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zürich-Olten — 7,403. — Engstringerstr. Schlieren | | 500 kg/m² oder 1 Wagen à 22 t. oder 1 Tramwagen à 20 t. und 2 Anhänger à 10 t und daneben 1 Wagen à 14 t. | 684 m³ / 650 m³ / 94,6 t / 1,85 % — Flügelmauern r. u. l. d. B. 2137 m³ | 1) 268.– / 2) 155.– / 1) ohne 2) mit Berücksichtigung der leicht armierten Widerlager | 1106 m² / 158.– | 3) 23.20 / 3) Flächen zwischen den Innenfluchten der Widerlager gerechnet | 4) 35.55 / Volles Betongeländer mit Abdeckplatten aus Kunststein. Preis ohne Stocken und Anstrich | 1219 / 3383 / 1412 / 5715 | 5) 7.– / 6) 3.– / 7) 1.20 / Nur Brücke ohne Flügelmauern | 94711.45 | 7152.– / 6089.15 | a) 310451.– / b) 208270.– / 187.20 | 8 Monate / 1924 / E. Züblin & Co. A.G. in Zürich. | 5) Charrieren der strassenseitigen Geländerflächen / 6) Schutzanstrich der Ansichtsflächen mit Keim'scher Mineralfarbe / 7) Schutzanstrich der Untersicht Oeffng 2 u 3 mit Kessler'schen Hauben. |
| St. Margrethen – Winterthur. — 135,751 — Römerstrasse. | | 500 kg/m² oder 22 t. Wagen (27,6 t Tram) | 31 m³ / 375 m³ / 65 t / 2,2 % | 164.– / 62000.– | 562,5 m² / 110.– | 17.60 | Betonbrüstung Fr. 34.30 / Schutzgitter Fr. 30.–/m' | 2 maliger Zementmilchanstrich / 1874.– / 2.– | | 46200.– | Treppe 1790.– / Isolierung 2702.– | a) 268.– / b) 151000.– | 6 Monate / 1925 / Corti u. Co. Winterthur mit Terner u. Chopard Zürich | a) Ohne die zu Lasten der Stadt Winterthur ausgeführten Arbeiten (Fr. 8548.60) |
| Linksufrige Zürichseebahn. — 2.564. — Zweierstrasse. | | Trottoir 550 kg/m² / Fahrbahn 550 " / Lastwagen v. 24 t. u. Walze v. 18 t je 2 Axles kombiniert | 758 m³ / 493 m³ / 56,3 t / 1,5 % | 115.– / 56500.– | 512 m² / 110.– | 15.60 | 109.– einschl. 4 Bas-lamente, Deckplatten aus Granit u. Stocken | Stocken 1770.– / 6.– | | 53300.– | 4700.– | 199.– / 114500.– | 4 Monate / 1925 / H. Hatt-Haller Zürich. | |



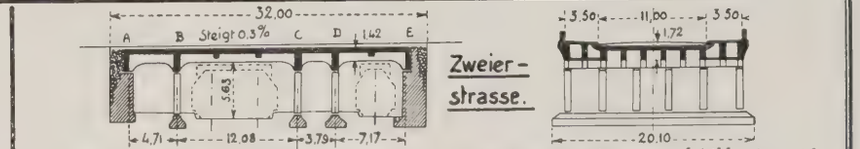




Abb. 103. Strassenbrücken aus Eisenbeton.

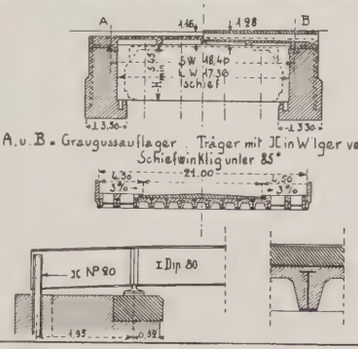
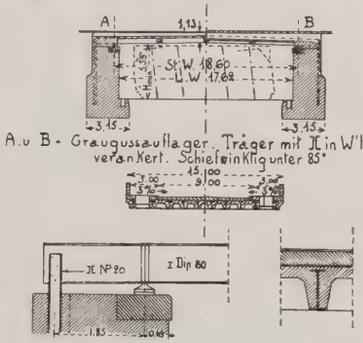
| Strecke & Km. — Name des Objekts. | Bauart. Längenschnitt & Querschnitt | Der Berechnung zu Grunde gelegte Nutzlast | Material-mengen (ohne Geländer, u. Fahrbahnbelag). Stampfbeton u. Mauerwerk. Eisenbeton Eisen. Armierungs % | Kosten. Eisenbetonkonstruktion ohne Fundation, Widerlager, Flügel, Geländer, Geländer, Isolierung, Stocken & Anstrich: Für 1 m³ Eisenbeton u. Total. | Für 1 m² nutzbare 1) Grundfläche | Für 1 m² Ansichtsfläche 2) u. 1 m. Breite. | * Geländer für 1 m Länge. | Vorsatzbeton und Stocken: Total | 1 m² | Fundation mit Aushub Widerlager und Flügel | Verschiedenes Isolierung, Anstrich, Randsteine. | Gesamt-kosten. pro m² Nutz-Fläche u. Total | Bauzeit ohne Fundation Zufahrtsrampe u. Chaussierung. Baujahr Ausführende Firma. | Bemerkungen. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Linksufrige Zürichseebahn. — Km. 1,729 — Bäckerstrasse. |   | Gleichmässig verteilte Belastung v. p = 0,60 t/m². | 1470 m³ 310 m³ 3) 131,5 t * 4,8 % * ohne Verankerung. | 232.– 4) 72000.– | 21,0 × 23,2 = 487 m² 148.– | 21.50 | * massiv 0,30 m stark leicht armiert mit Granitdeckplatte und 4 Postamenten einschl. Stocken 135.– | 980.– | 3,35 bis 5.– | 63700.– | 3200.– | * Breite zwischen den Geländern. ⁂ ohne Fahrbahnbelag. 487 m² 300.– 146000.– | 4 Monate. 1926. Schafir u. Mugglin W. Koch & Co. Fietz & Leuthold A.G. | 3) Verankerung 15,7 t Fahrbahn 115,8 t 4) Lieferung der Walzträger Fr. 20700.– Einlegen u. Bearbeiten der Träger, Liefern und Einbringen der Verbindungen u. Auflager samt Verankerungen Fr. 22300.– Herstellung der armierten Fahrbahnplatte ohne die Geländerbrüstung Fr. 27000.– Armierung der Widerlager Fr. 1900.– |
| Linksufrige Zürichseebahn. — Km. 1,857. — Kanzleistrasse. |   | Gleichmässig verteilte Belastung von p = 0,60 t/m². | 980 m³ 226 m³ 5) 93,6 t 4,8 % | 240.– 6) 54200.– | 15,0 × 24,0 = 360 m² 150.– | 23.– | 133.– | 620.– | 3.35 bis 5.00 | 43800.– | 2900.– | 360 m² 317.– 114000.– | 4 Monate 1926 Schafir u. Mugglin W. Koch & Co. Fietz u. Leuthold A.G. | 5) Verankerung 10,6 t Fahrbahn 83,0 t 6) Lieferung der Walzträger Fr. 14900.– Einlegen u. Bearbeiten der Träger, Liefern und Einbringen der Verbindungen u. Auflager samt Verankerungen Fr. 16600.– Herstellung der armierten Fahrbahnplatte ohne Geländerbrüstungen Fr. 24500.– Widerl.-armierung Fr. 1200.– |

Abb. 103. Strassenbrücken mit einbetonierten Trägern.

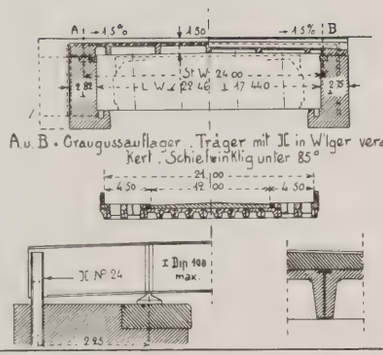
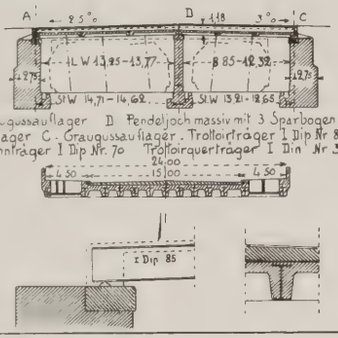
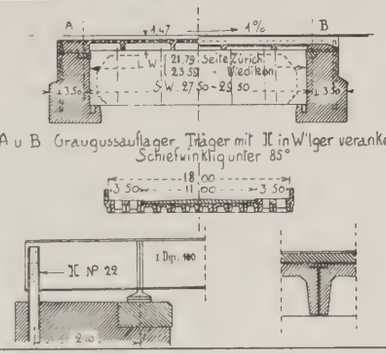
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Linksufrige Zürichseebahn. — Km. 2,141. — Badenerstrasse. |  A u. B = Graugussauflager. Träger mit ℄ in W'lger verankert. Schiefwinklig unter 85° | Gleichmässig verteilte Belastung von $p = 0{,}55\ t/m^2$. | 1500 $m^3$<br>440 $m^3$<br>7) 217 t<br>5,7 % | 264.– | 8) 116200.– | 24,63 × 21,0 = 622 $m^2$ | 187.– | 25,90 | 117.50 | 1200.– | 3.35 bis 5.00 | 101000.– | 1900.– | 622 $m^2$<br>365.–<br>227000.– | 5 Monate<br>1925/1926<br>Schafir u. Mugglin<br>W. Koch & Co.<br>Fietz u. Leuthold A.G. | 7) Verankerung 20,2 t Fahrbahn 196,7 t<br>8) Liefern der Walzträger Fr. 364 00.–<br>Einlegen u. Bearbeiten der Träger, Liefern u. Einbringen der Verbindungen u. Auflager samt Verankerungen Fr. 38100.–<br>Herstellung der armierten Fahrbahnplatte ohne Geländer Fr. 38900.–<br>Armierung der Widerlager Fr. 2900.– |
| Linksufrige Zürichseebahn. — Km. 1,552 — Hohlstrasse. |  A Graugussauflager D Pendeljoch massiv mit 3 Sparbogen Stahl. C. Graugussauflager. Trolleiträger I Dip Nr 85 Fahrbahnträger I Dip Nr. 70 Trolleiquerträger I Dip Nr 30. | A) Ganze Brücke mit $p = 0{,}55\ t/m^2$.<br>B) Motorwagenzug auf beiden Geleisen mit 5,70 m beanspruchter Breite, übriger Teil mit $0{,}55\ t/m^2$<br>C) Motorwagenzug auf beiden Geleisen, daneben je ein 24 t Wagen + eine 18 t Walze + Gehwege mit $0{,}55\ t/m^2$. | 1420 $m^3$<br>278 $m^3$<br>125 t<br>5,75 % | 254.– | 9) 70600.– | 30,4 × 24,0 = 730 $m^2$ | 97.– | 14,20 | 119.– | 1411.– | 3.35 bis 5.00 | 73000.– | Keine besondere Isolation<br>2000.– | 730 $m^2$<br>214.–<br>156500.–<br>Dazu kommen Fr 6500.– für Frostschutz & Schutzhülle | 4 Monate<br>1925/1926<br>Schafir u. Mugglin<br>W Koch u. Co<br>Fietz u. Leuthold A.G. | 9) Liefern der Walzträger Fr. 20000.–<br>Für Einlegen u. Bearbeiten der Träger, Liefern und Einbringen der Verbindungen u. Auflager samt Verankerungen Fr. 21800.–<br>Herstellung der armierten Fahrbahnplatte ohne Geländer Fr. 28800.– |
| Linksufrige Zürichseebahn — Km. 2,300. — Kalkbreitestrasse. |  A u B Graugussauflager. Träger mit ℄ in W'lger verankert. Schiefwinklig unter 85° | Gleichmässig verteilte Belastung von $p = 0{,}55\ t/m^2$ | 1270 $m^3$<br>368 $m^3$<br>10) 177.7 t<br>5,6 % | 260.– | 11) 95600.– | 18,0 × 29,76 = 536 $m^2$ | 178.– | 26.20 | 118.50 | 850.– | 3.35 bis 5.00 | 83000.– | Anstrich u. Randsteine<br>1450.– | 536 $m^2$<br>350.–<br>187400.–<br>Dazu kommen Fr 6300.– für Frostschutz u. Schutzhülle | 5 Monate<br>1925/1926<br>Schafir u. Mugglin<br>W Koch u. Co<br>Beton & Tiefbau A.G. | 10) Verankerung 17 t Fahrbahn 160,7 t<br>11) Liefern der Walzträger Fr. 30000.–<br>Einlegen und Bearbeiten der Träger, Liefern und Einbringen der Verbindungen u. Auflager samt Verankerungen Fr. 32100.–<br>Herstellung der armierten Fahrbahnplatte ohne Geländer Fr. 31400.–<br>Armierung der Widerlager Fr. 2100.– |

Abb. 103. Strassenbrücken mit einbetonierten Trägern.

TA 624
In 84
1926
no. 3

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Allgemeine Betrachtungen über Erfahrungen bei Versuchen an Bauwerken und bei der Verwertung der Messergebnisse.

Von *F. Hübner*
Kontrollingenieur für Brücken beim Eidg. Eisenbahndepartement, Bern.

# Allgemeine Betrachtungen über Erfahrungen bei Versuchen an Bauwerken und bei der Verwertung der Messergebnisse.

Von *F. Hübner*,
Kontrollingenieur für Brücken beim Eidg. Eisenbahndepartement, Bern.

Durch eine Zusammenfassung der in der Schweiz aus zahlreichen Versuchen an Bauwerken verschiedener Gattungen gewonnenen Ergebnisse, welche in einer nahezu 20jährigen Tätigkeit auf diesem Sondergebiete des Versuchswesens gesammelt werden konnten, soll über eine Periode wissenschaftlichen Arbeitens im Dienste der Technik ganz allgemein und des Bauingenieurs im besonderen Rechenschaft abgelegt werden. Denn trotz der unleugbaren Erfolge bestehen heute doch noch manche Vorurteile und ein gewisses Misstrauen den Messungen an Bauwerken gegenüber, deren Grund jedoch weniger in gewissen begreiflichen Unvollkommenheiten der Untersuchungsmethode als vielmehr in der Unerfahrenheit derjenigen zu suchen ist, welche mit solchen Messungen noch zu wenig vertraut sind.

Um nun den Messungen an Bauwerken dasjenige Vertrauen zu sichern, welches ihnen heute zweifellos zugesprochen werden muss, im Bestreben auch, möglichst viele Fachkollegen für die selbständige Durchführung solch lehrreicher Untersuchungen zu begeistern, seien nachfolgend einige Betrachtungen festgehalten, mit denen wir vorab bezwecken möchten, namentlich den Anfängern die oft mühsamen und nicht immer dankbaren Wege zu ebnen.

Bauwerke können niemals Idealgebilde sein; etwaige Mängel und Besonderheiten aber werden sich unfehlbar in den Messergebnissen wiederspiegeln, mehr oder weniger auffallend, und so unbedeutend sie vielleicht auch für die Sicherheit des Bauwerkes sein mögen. Mag nun auch diese oder jene unserer nachfolgenden Feststellungen als Selbstverständlichkeit erscheinen, so hat uns eben die Erfahrung immer wieder gezeigt, dass man bei der Ausführung von Messungen leicht den Einfluss zu wenig beachtet, welchen die verschiedenen Unvollkommenheiten eines Bauwerkteiles auf dessen Formänderungen haben können. Um den Zusammenhang des Ganzen zu wahren, werden wir auf frühere Veröffentlichungen zurückgreifen, wobei nur der wichtigsten Ergebnisse Erwähnung getan werden soll [1]).

Zum unentbehrlichen Rüstzeug der mit Versuchen sich befassenden Ingenieure zählt in erster Linie eine weitgehende Kenntnis der Statik und der für die Berechnung der Bauwerke gemachten statischen Voraussetzungen. Erforderlich ist vor allem, dass derartige Versuche in vollständiger Unbefangenheit angelegt und durchgeführt werden, mit dem einzigen Ziel, die gewonnenen Messergebnisse möglichst folgerichtig zu deuten, dass sie untereinander in keinem Widerspruch stehen, selbst unter allfälliger Opferung bisheriger Anschauungen und vielleicht auch noch der persönlichen, ursprünglichen Einstellung zu der Wirkungsweise des nach überlieferten klassischen Methoden berechneten Bauwerkes. Zweck einer Untersuchung sei stets: Aufdeckung der *wirklichen* Arbeitsverhältnisse, Erforschung also ganz einfach der Wahrheit und daherige Bereicherung unseres technischen Wissens in der Durchdringung der wechselvollen Geheimnisse, welche im Zusammenwirken der einzelnen Glieder eines Bauwerkes stets verborgen liegen. Dann erst wird man in die Möglichkeit versetzt, letzten Endes die Gesetzmässigkeiten zu enthüllen, nach denen die Bauwerke durchweg dem einfachen Naturgesetz der kleinsten Formänderungsarbeit zu gehorchen trachten (Selbsthilfe des Materials) und die einzig uns berechtigen können, allenfalls sogar an klassischen statischen Grundlagen zu rütteln, wenn sie mit den wirklichen Verhältnissen, zum Nachteil der Wirtschaftlichkeit und ohne bessere Gewähr für die Sicherheit des Bauwerkes, im Widerspruch stehen sollten.

Durch nichts so sehr wie durch *selbsterlebte* Misserfolge wird man sich der Schwierigkeiten bewusst werden, welche einem erfolgreichen Versuch, d. h. einer sicheren Deutung von Messergebnissen oft entgegenstehen. Einzig durch längere *Selbstbetätigung* in Messungen an Bauwerken vermag man sich einen Einblick in die vielen Zufälligkeiten, welche die Ergebnisse aus solchen Versuchen beeinflussen können, anzueignen. Zum Erfolg einer Messung gehört auch die Gewissheit eines sicheren Arbeitens der Hilfsmittel, insbesondere die Vertrautheit mit allen Zufälligkeiten, welche irgendwie die Angaben der Messapparate beeinflussen können. Die genaue Kenntnis und die nötige Sorgfalt beim Einrichten der Apparate sind namentlich bei Versuchen von längerer Dauer unerlässlich.

Soweit unsere Erfahrungen reichen, wird man im allgemeinen nicht bei Messungen an Haupttragwerken die bedeutungsvollsten Ueberraschungen erleben. Die Ursachen solcher Unstimmigkeiten liegen hier in der Hauptsache: bei Brücken jeglicher Gattung an der Mitwirkung der mit den Hauptträgern mittel- oder unmittelbar verbundenen Fahrbahntafeln — bei eisernen Brücken an den sog. Nebenspannungen aus starren Knotenverbindungen und unvermeidlichen Exzentrizitäten der Stabbefestigungen — bei älteren eisernen Brücken und Eisenbetonbalkenträgern an den Reibungen von Flachlagerungen, welche eine mehr oder weniger kräftige, elastische Einspannung der Trägerenden bewirken — bei Bogen und Rahmentragwerken

an unberechenbaren Zufälligkeiten der Lagerungen — bei Massivbrücken (selbst bei vermeintlich klarer Gliederung) vor allem an der rechnerisch nur mühsam oder überhaupt kaum nachweisbaren Mitwirkung der Aufbauten der Gewölbe, wie auch an Reibungen von Gelenken.

Verwickelter erscheinen die Verhältnisse bei fast allen, zwischen Hauptträgern gelagerten Fahrbahnteilen, sowie bei flach gelagerten Trägern kleinerer Brücken und bei Decken des Hochbaues. Alle derartigen Bauwerksteile stehen notwendigerweise mit den Hauptträgern oder mit Mauern in mehr oder minder fester Verbindung; zudem sind sie unter sich wohl nur in den seltensten Fällen in nur losem Zusammenhang. Man wird sich also bei der Untersuchung dieser, von den Lasten am unmittelbarsten betroffenen Bauteilen einmal und vor allem von der noch allgemein verbreiteten, rechnerisch entschieden bequemen, aber in Wirklichkeit unzutreffenden Annahme des frei aufliegenden Balkens loslösen müssen. Denn sobald die Verdrehung der Enden eines belasteten Trägers irgendwie behindert ist, sei es durch Auflasten oder Flachlagerungen oder Vernietungen oder Einmauerungen, entstehen notwendigerweise elastische Einspannungen. Alle Enden von Längs- und Querträgern, Fahrbahnplatten und Decken sind daher grundsätzlich als elastisch eingespannt zu betrachten, jedenfalls dann, wenn es sich um Untersuchungen durch Messungen handelt.

Zu einer richtigen Untersuchung von eingespannten Bauteilen ist es unerlässlich, neben Durchbiegungen oder örtlichen Dehnungen (Spannungen) auch die Verdrehungen der Balkenaxe, möglichst nahe der Trägerenden zu messen. Die Beobachtung der Winkeländerungen der Trägeraxe kann unmöglich durch die Beobachtung von Durchbiegungen zahlreicher Trägerpunkte ersetzt werden; denn gerade im Bereich des Wendepunktes ist der Verlauf der elastischen Linie bekanntlich ein sehr flacher, weshalb die Lage dieses für den Einspannungsgrad massgebenden Punktes auf diese Weise nicht mit ausreichender Sicherheit festzustellen sein wird.

Rein empirisch findet man die Lage des Wendepunktes einer elastischen Linie durch Beobachtung der Neigungsänderungen der Balkenaxe an mehreren Stellen nahe der Auflagerungen; wenn man alsdann die beobachteten Werte über der Trägeraxe als Ordinaten aufträgt, gelangt man zu einer doppelt gekrümmten Linie, wie aus der Abb. 1 ersichtlich ist, deren höchster Punkt die Lage des gesuchten Wendepunktes des verformten Trägers angibt und wegen der, bei wesentlichen Einspannungen daselbst ziemlich ausgeprägten Krümmung der Linie gut zu ermitteln ist. Diese Methode ist namentlich dann von Wert, wenn erhebliche Wechsel der Trägheitsmomente des Trägers im Spiele sind, indem zurzeit die Gesetze, denen diese Veränderungen folgen, noch nicht ausreichend erkannt sind, wie im folgenden noch gezeigt werden soll. Dieser Fall tritt aber fast immer ein bei eisernen, mit mehreren Gurtplatten versehenen, vollwandigen Quer- und Längsträgern, wie auch bei Eisenbetonträgern T-förmigen Querschnittes (Rippendecken, Plattenbalken).

Um die wirkliche Wirkungsweise eines eingespannten Balkens zu ermitteln, würde es allerdings theoretisch genügen, die Neigungen der Balkenaxe über den Stützpunkten zu messen. Weil aber die Lagerung der Träger in der Wirklichkeit selten ganz klar ist und weil auch — selbst an den Enden eiserner Träger unveränderlichen Querschnittes (Walzträger) — wesentliche Veränderungen in den wirksamen Trägheitsmomenten, je nach der Ausbildung der Anschlüsse, zu erwarten sind, muss die Beobachtung der Winkeländerungen, wie gesagt, durch die Messung von Spannungen oder Durchbiegungen ergänzt werden.

Dehnungsmessungen an eisernen Trägern erfordern eine besondere Rücksichtnahme auf die unvermeidlichen Nebenspannungen, welche von exzentrisch eingeleiteten Stabkräften und Zufälligkeiten in der Ausbildung der Querschnitte (namentlich bei unsymmetrischen) herrühren. Die Spannungsdiagramme der Abb. 2 sollen einen Einblick geben in solche Verhältnisse. *Von grösster Wichtigkeit ist es daher, die Spannungen stets an sämtlichen Kanten eines zu untersuchenden Querschnittes zu messen.* Bei U-förmigen Querschnitten müssen die Spannungen der leicht erreichbaren Ränder der zwei Flanschen durch die Messung wenigstens einer weiteren Spannung des Steges, in der Nähe der Vereinigung mit dem Flansch vervollständigt werden. Selbst bei Flacheisenstreben ist es ratsam, sich nicht mit nur zwei Kantenspannungen zu begnügen, sondern ebenfalls die vier Kanten (auf den Flachseiten des Stabes) zu messen. I-förmige Träger eiserner Brücken, Schienen und dergl. Träger dürfen niemals an nur einer Kante gemessen werden, weil sie durch die Einbiegungen der Schwellen und der Brückentafeln starke Verwindungen erleiden können (Abb. 3). Es darf insbesondere die Spannung nur einer vereinzelten Faser niemals zu theoretischen Untersuchungen benützt werden, sondern stets nur die Mittelwerte von gleichzeitig an beiden Kanten desselben I-Flansches beobachteten Spannungen.

Bei Eisenbetonträgern tritt, zu den Unbestimmtheiten der Lagerungen und der Unsicherheiten über die Grössen der wirksamen Trägheitsmomente, auch noch diejenige hinsichtlich der Güte des Betons im Bauwerk. Es ist unerlässlich, ausser den Neigungen in Nähe der Trägerenden, wenigstens noch eine Durchbiegung zu kennen. Von der Beobachtung von Spannungen mit Hilfe von Dehnungsmessern zur Bestimmung von Einspannverhältnissen von Eisenbetonträgern muss im allgemeinen abgeraten werden; denn es sind diese Messungen beeinflusst von unvermeidlichen örtlichen Schwankungen in der Betongüte und auch durch kleinere Unregelmässigkeiten in der Oberflächenbeschaffenheit des Betons ganz besonders in den Zugzonen (Haarrisse) [2]. Dehnungsmessungen auf Beton können nichtsdestoweniger für gewisse Aufgaben ihren grossen Wert besitzen, vorausgesetzt, dass die Vorbedingungen für eine Messung von wirklich elastischen, mit Spannungen identischen Dehnungen vorhanden sind und die Richtigkeit dieser auf Beton sehr heiklen Messungen durch mehrfache Be- und Entlastungen des untersuchten Trägers auch verbürgt werden kann. Es ist daher — und zwar im Gegensatz zu den Behauptungen anderer Forscher — der Beobachtung von Durchbiegungen bei Eisenbetonträgern die grössere Bedeutung beizumessen als derjenigen von örtlichen Dehnungen. Für diese Auffassung spricht noch die weitere Ueberlegung, dass, wie die Durchbiegungen so auch die Einspannverhältnisse bei Eisenbetonträgern letzten Endes von der *mittlern* Güte, wie auch vom *mittlern* Spannungszustand eines Bauwerkteiles abhängig sind.

Bei eisernen Trägern sind, wie bereits erwähnt, schon wegen einer Flachlagerung elastische Einspannungen zu erwarten. Ergebnisse aus systematischen Versuchen an mehreren Balkenbrücken der Wallen-

seestrasse gestatten dies zu belegen. Die Träger der Brücken 1, 2 und 3 der Abb. 3 sitzen unmittelbar auf Quadern und tragen einen beschotterten Zoresbelag. Die in Mitte der Brücken aufgestellte Achslast des zum Versuche benützten Lastwagens wird durch eine beschränkte Zahl von Zoreseisen über die ganze Brückenbreite verteilt, theoretisch nach Massgabe der schraffierten Linienzüge (3 Zores, als durchgehende Träger auf elastisch senkbaren Stützen). Trotz dieser (für gewöhnlich ja nicht berücksichtigten) günstigen Lastverteilung blieben die wirklichen, durch die ausgezogenen Linien dargestellten Durchbiegungen immer noch stark unter den theoretisch erwarteten. Als einzige Ursache dieser überraschenden Erscheinung erkannte man eine elastische Einspannung der Träger infolge der Flachlagerung [1]). Im vorliegenden Fall handelte es sich um Stützenmomente, welche etwas weniger als den halben Wert des Momentes für die sog. volle Einspannung erreichten. Das wirtschaftlich bemerkenswerte Ergebnis dieser Messungen war schliesslich, dass diese Brücken ohne Verstärkungen von schweren Lastwagen befahren werden durften.

Aus der Abb. 1 ist eine ähnliche Art elastischer Einspannung (von Querträgern) zu ersehen; sie ist hier durch die Windstreben bewirkt, welche der Drehung der Trägerenden entgegenstehen.

Wie auch bei einwandfrei am einen Ende verschieblich gelagerten Trägern, ganz andern Zwecken dienende Vorkehren, die theoretisch beabsichtigte Wirkungsweise eines Trägers verändern können, zeigt in besonders interessanter Weise Abb. 4. Diese zeigt die Durchbiegungen von zwei nebeneinanderliegenden Brücken gleicher Bauart, im Zuge der Zahnradbahn Aigle-Leysin. Gegen Abgleiten sind sie durch Konsolen gesichert, die sich gegen das Widerlagermauerwerk stemmen, senkrecht zur Bahnneigung aber frei gleiten können. Da die Brücken geraden Abschluss besitzen, sind die Konsolen, wegen der Schiefe der Widerlager, von den Trägerenden ungleich entfernt. Die aufgetragenen Linien zeigen den Verlauf der Durchbiegungen in den Mitten der beiden Träger, für die aus der Abbildung ersichtlichen Stellungen einer 20-Tonnen-Lokomotive. Die wirklichen Durchbiegungen erreichten bloss 53, bezw. 46% der theoretischen für den frei anliegenden rechten, bezw. linken Träger errechneten. Der Grund hierfür kann nur im Widerstand liegen, welchen die Konsolen den Neigungsänderungen der Trägeraxe bieten. Da die Neigungen der Balkenaxe geringer werden, je weiter man sich vom Auflagerpunkt gegen die Trägermitte entfernt, so ist damit wohl auch ohne weiteres erklärt, weswegen die wirklichen Durchbiegungen beim linken Träger den rechnerischen stärker nachstehen als beim rechten.

Ueber die Eigenart der Einspannungen von Eisenbetonbalken und den Einfluss ihrer Bemessung in Nähe der Auflagerstellen gibt die Zusammenstellung der Abb. 5 Aufschluss. Sie entlehnt die Ergebnisse dem Heft IV der Untersuchungen des Eisenbeton-Ausschusses des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. Die Ergebnisse sind in unserer Zusammenstellung anders geordnet, um die im genannten Heft nicht abgeklärte Ursache der Einspannungen recht deutlich vor Augen zu führen.

Zu beachten ist vorerst, dass schon der scheinbar frei gelagerte, nicht abgeschrägte Balken der Reihe 1, einzig wegen der Flachlagerung eine grössere Bruchlast aufwies, als derselbe Balken, der am einen Ende frei beweglich auf Rollen lagert. Weiter belegt die Zusammenstellung, dass die abgeschrägten Balken durchweg wesentlich grössere Bruchlasten aufwiesen als die nicht abgeschrägten.

Deutlich tritt ferner in Erscheinung, dass eine Ueberlagerung der Balkenenden nicht so wirksam ist wie deren Einmauerung, gleichwertiges Widerlagermauerwerk vorausgesetzt.

Obgleich die Tragfähigkeiten der Balken (die alle gleichen Querschnittes waren) und somit auch der Grad der Einspannungen in starker Abhängigkeit von der Art und Güte des Mauerwerkes befunden wurden, so ist doch der Einfluss der durchweg gleichen Abschrägungen an den Balkenenden bei allen drei Mauerwerksgattungen nahezu der gleiche. Die Steigerung der Bruchlast für die Balken mit, gegenüber denjenigen ohne Schrägen beträgt nämlich bei den Balken der Reihen 4 bis 6 : 68 bezw. 72 bezw. 70%. Beim Balken der Reihe 3 war die Bruchlast des abgeschrägten Balkens nur um 58% grösser als diejenige des nicht abgeschrägten, trotz einer Widerlagerbelastung, die ein Mehrfaches der Auflast bei den einfach eingemauerten Balken der Reihen 4 bis 6 ausmachte. Hieraus erhellt unzweideutig, dass eben nicht allein die Ueberlast die Ursache einer Einspannung ist, sondern die Steifigkeit des gesamten Mauerwerkes gegen Verdrehung.

Wenn endlich der Balken der Reihe 1 infolge der Abschrägung eine bloss um 39% höhere Bruchlast besass, so liegt dies einzig an der zu geringen Bewehrung des Auflagerquerschnittes (am oberen Rand nur 1 Rundeisen, statt deren 3, wie bei den Balken der folgenden Reihen). Aus gleichem Grunde besass auch Balken 2 die kleinere Bruchlast als Balken 3 (unabgeschrägt).

Aus allen bisher angeführten Beispielen über Einspannungen von Enden flach gelagerter Träger ergibt sich also ganz allgemein, dass sie durch einen an der Unterseite der Auflagerfläche sich einstellenden und vom Widerstand der Mauerung abhängigen Gegenschub entlastet sein können, und zwar um so wirksamer, je mehr die Auflagerflächen von der Trägeraxe abstehen. Es entsteht somit eine Rahmenwirkung.

Zu der besonderen Frage des Einflusses der Trägheitsmomente eines Trägers auf seine Einspannverhältnisse nun übergehend, sei vor allem hervorgehoben, was nach unseren Erfahrungen eben vielfach noch übersehen wird: die starke Abhängigkeit allfälliger Einspannungen von der Grösse der *wirksamen Trägheitsmomente* und ihrer Veränderlichkeit. Es ist unrichtig, schlankweg von «vollkommener» Einspannung reden zu wollen, sobald die Balkenaxe an den Auflagerstellen wagrechten Verlauf hat. Denn je grösser eine Abnahme des Trägheitsmomentes von Balkenmitte zu den Trägerenden ist, um so kleiner wird auch der Grad der Einspannung sein, bei sonst unveränderter Neigung der Trägeraxe am Auflager; und umgekehrt wird eine Zunahme des Trägheitsmomentes gegen die Trägerenden, den Wert des Stützenmomentes eines z. B. wagrecht eingespannten Balkens über den Wert des bekannten, aber nur für Träger unveränderlichen Querschnittes richtigen Stützenmomentes für volle Einspannung heben.

Wenn schon diese Tatsache an und für sich einer richtigen Deutung von Messergebnissen gewisse Schwierigkeiten bietet, so sind doch diejenigen noch weit bedeutender, welche sich aus der Unsicherheit über den Verlauf der eigentlich wirksamen Trägheitsmomente ergeben.

Bei vollwandigen, eisernen Trägern veränderlichen Querschnittes ist man noch im unklaren über die Wirksamkeit der Nietungen für den Anschluss der einzelnen Trägerteile (Steg, Gurtwinkel, Gurtplatten). Wenn ferner Walzträger nur mit Steglaschen an ihren Enden angeschlossen werden, so können die Flanschen erst in einem gewissen Abstand von der Befestigungsstelle weg als voll wirksam gelten. Gestützt auf solche Ueberlegungen sind u. a. die Messergebnisse für die in der Abb. 1 dargestellten Querträger der beiden Aarebrücken der Lötschbergbahn in Interlaken ausgewertet. Welch grossen Einfluss der Wechsel der Trägheitsmomente dieser, nur durch die Stege angeschlossenen Querträger ausübt, erhellt ohne weiteres aus den, im Verhältnis der Trägheitsmomente «verzerrten» Momentenflächen, die der rechnerischen Ermittlung der wirklichen Einspannungen dienten. Nebenbei sei auch hervorgehoben, wie dann die theoretisch sich ergebenden Momentennullpunkte mit den aus den Neigungsmessungen gefundenen übereinstimmten [1]).

Beim Eisenbeton wird die Frage der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente ganz bedeutend verwickelter. Da ist es vor allem die mit dem Wechsel des Spannungszustandes, besonders bei Plattenbalken in Erscheinung tretende Veränderung des Trägheitsmomentes des ideellen Querschnittes. Es bestehen über diesen einen Punkt allerdings Untersuchungen [3]); doch beziehen sie sich fast ausschliesslich auf Träger rechteckigen Querschnittes.

Die Dehnungen, vorab diejenigen von auf Zug beanspruchten Querschnittsteilen, wachsen verhältnismässig rascher als die Spannungen, namentlich wenn man sich den rissebildenden Spannungen nähert und die Querschnittskanten noch unvermeidliche Unregelmässigkeiten aufweisen [2]). Ein nach dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm rein theoretisch gewonnener Ausdruck für die vom Spannungszustand abhängigen Formänderungswinkel, muss nach dem soeben festgestellten, bereits beim rechteckigen Querschnitt als eine nicht ganz sichere Sache bezeichnet werden, wenigstens solange als nicht ausreichende Versuche über diesen, für die Auswertung von Messergebnissen äusserst wichtigen Punkt Klarheit gebracht haben. Noch schwieriger liegen aber die Verhältnisse bei Plattenbalken, sobald im Bereich von Einspannmomenten der Querschnitt in der T-Form beibehalten wird, wie dies ja meistens auch der Fall sein wird. Bei der Berechnung von Plattenbalken wird die Platte in der Zugzone als nicht mitwirkend betrachtet. Auf die Mitwirkung der unter reinem Zug stehenden Platte bei Formänderungen hat diese Massnahme aber weiter keinen Einfluss; die Platte wird an den Formänderungen nichtsdestoweniger beteiligt sein. Der Einfluss des Spannungszustandes an den Auflagern von eingespannten Plattenbalken auf die Formänderungswinkel wird aber zweifellos ein grösserer sein als der in der Balkenmitte.

Gestützt auf diese Ueberlegungen scheint es daher angezeigt, für die Auswertung von Messergebnissen — bei stark eingespannten Plattenbalken wenigstens — mit folgenden Annahmen zu rechnen: An der Auflagerstelle sei die Platte gerissen und infolgedessen die Rippe allein noch wirksam; im Bereich der positiven Momente ist dagegen mit dem vollen Plattenquerschnitt zu rechnen; zwischen Nullpunkten und Auflagerstellen ändere sich das Trägheitsmoment parabolisch von einem Endwert zum anderen [1]).

Bei Plattenbalkenbrücken begegnet man gerne einem verhältnismässig viel grösseren Abstand der Hauptrippen als bei Rippendecken, in Verbindung noch mit grösseren seitlichen Ausladungen der Platte (Abb. 6). In solchen Fällen wird noch eine weitere Eigentümlichkeit die Auswertung der Messergebnisse erschweren: nämlich die u. a. in den Heften 122/123 der Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure mitgeteilte Beobachtung, wonach bei breiten Plattenbalken die Ränder der Platte kleinere Zusammendrückungen erfahren als die in der Nähe der Rippen liegenden Plattenteile. Man wird alsdann, wie bei den Spannungserscheinungen, so auch bei der Beurteilung von Formänderungen, nicht auf eine gleichmässige Anteilnahme der Platte in ihrer ganzen Breite zählen dürfen. Während aber eine Unsicherheit über die Grösse der mitwirkenden Platte bei den Spannungen keine so grosse Rolle spielt, ist es umgekehrt bei Versuchen, wo es sich um grösstmögliche Genauigkeit handeln muss, von Wichtigkeit, den als wirksam zu betrachtenden Plattenteil genau zu kennen.

Um die Bedeutung der letzteren Betrachtungen für die Beurteilung der Güte eines Bauwerkes aus Messungen noch etwas besser in Erscheinung treten zu lassen, sei der Ergebnisse einer Untersuchung der *Strassenbrücke über die Venoge* in La Sarraz Erwähnung getan (Abb. 6). Die soeben dargelegten Auffassungen führen zu Aenderungen der Trägheitsmomente, wie sie in der Abbildung rechts dargestellt sind, unter Verwendung der auf der linken Seite gezeichneten «Querschnitte für die Berechnungen». Den Abstand der Nullpunkte kann man im Mittel zu 250 cm vom Auflager annehmen. Mit den im Verhältnis der Trägheitsmomente verzerrten Momentenflächen berechnet man sodann, am besten nach *Mohr*, die Ausdrücke für die Einsenkungen der beobachteten Trägerpunkte und der Neigungen an den Auflagern. Durch Einsetzen der beobachteten Messwerte gelangte man zu den bei den Momentflächen für die 3 Laststellungen eingeschriebenen Werte von $E$ und der Einspannmomente $M_a$ und $M_b$. Die Annahme unveränderlichen Trägheitsmomentes, zu welcher wir uns anlässlich der ersten Probebelastung noch berechtigt glaubten (wegen des geringen Unterschiedes der Werte $J_m$ und $J_a$), ändert, im vorliegenden Fall, die Werte von $E$ nur wenig, wie aus dem Vergleich mit den Klammerwerten zu ersehen ist.

Aus den Druckfestigkeiten von Probewürfeln, wie auch aus Elastizitätsversuchen an einem, aus einer der Rippen ausgetrennten Betonwürfel gelangte man aber auf einen viel höheren Wert von $E$, nämlich auf rund 270 t/cm², statt des günstigsten Wertes von $E = 170$ t/cm² aus den Ergebnissen der Probebelastungen. Der Grund für die Abweichung zwischen den Werten $E = 170$ und 270 kann wohl nur in der Unsicherheit hinsichtlich der, bei den Formänderungen wirksamen Plattenbreite gesucht werden; dann muss mit einem $J_m = 0{,}168 \cdot \frac{170}{270} = 0{,}106$ m⁴ gerechnet werden können, damit $E = 270$ t/cm² wird. Diesem Werte von $J_m$ entspricht aber eine Plattenbreite von nur mehr 150 cm statt der zu 335 cm angenommenen (entsprechend der halben Brückenbreite). Diese Breite bedeutet nun $^1/_5$ der «Stützweite», insofern man hinsichtlich der mitzurechnenden Plattenbreite, als Stützweite eines eingespannten Trägers den Abstand der Nullpunkte betrachtet. Das Verhältnis entspricht, wenn auch zufällig, mit dem in unserer Eisenbetonverordnung festgelegten überein. Da ferner der Abstand der Nullpunkte der endgültigen Momentenflächen sich von 7,5 m bei Stellung 1

auf 6,0 m bei Stellung 3 vermindert, müsste für die letztere mit einem noch kleineren $J_m$ gerechnet werden als für Stellung 1, wobei dann auch zwischen $E_1$ und $E_3$ bessere Uebereinstimmung erzielt würde.

Das Beispiel der Venogebrücke zeigt so recht die Schwierigkeiten, die sich, bei keiner anderen Bauweise so sehr wie beim monolithischen Eisenbeton, einer richtigen Deutung von Messergebnissen entgegenstellen [4]).

Der mehr oder weniger feste Zusammenhang der verschiedenen Teile eines Bauwerkes hat noch zur Folge, dass die aufgebrachten Probelasten verteilt werden. Diese Tatsache bleibt ebenfalls sehr oft zu wenig beachtet, bei Brückentafeln aus Eisen, Holz, Beton, wie namentlich aber bei Eisenbetondecken. Hinsichtlich der Möglichkeiten, die Lastenverteilungen auch rechnerisch zu ermitteln, sei immerhin festgehalten, dass mit der Theorie des durchgehenden Trägers auf elastisch senkbaren Stützen, unter Verwendung der diesbezüglichen Tafeln des Prof. *Dr. W. Ritter*, für die praktischen Bedürfnisse, unter bestimmten Voraussetzungen, recht befriedigend auszukommen ist.

Abb. 7 spiegelt Verhältnisse wieder, wie sie bei fast allen Rippendecken zu finden sind, sofern durch geeignete Bewehrungen der durchgehende Charakter der Platte gewahrt ist [5]). Die einzelnen Linienzüge 1—6 stellen die Durchbiegungen der Deckenmitte in den Punkten I bis IV für die fortschreitenden Stufenbelastungen der Streifen *B, C* und *A* dar. Aus den Ordinatenunterschieden der Linien 2, 4 und 6 (sie entsprechen der jeweiligen Vollbelastung der einzelnen Streifen) gewinnt man die 3 $\delta$-Einflusslinien der Lastenverteilung für die einzelnen Streifen, die, wie richtig, nicht stark voneinander abweichen und daher die Zuverlässigkeit der Messungen beweisen. Ihre Mittellinie ist stark ausgezogen; aus ihr ist die Linie 7 abgeleitet, die sich nun mit Linie 6 decken sollte. Es ist noch eine «verbesserte» Einflusslinie gesucht worden, die zu einer, mit Linie 6 sich besser deckenden Linie 8 führt. Die beiden mittleren Einflusslinien weichen nur wenig voneinander ab, sind also praktisch genau genug. Aus dem Verhältnis der schraffierten zur ganzen Fläche (der gezeichneten Hälfte) der Einflusslinie findet man schliesslich, dass von der Belastung eines Streifens von 1 m Breite nur etwa 27% auf die in seiner Axe liegenden Rippe entfällt, weil sich die Belastung eines Streifens von 1 m Breite bis auf eine Deckenbreite von rund 6 m noch geltend macht.

Aus dem Beispiel der Abb. 8 ersieht man die Verteilung einer Bahnlast von 21 t, auf der von der *Bex-Villars-Bahn benützten Strassenbrücke über den Avançon*, im Städtchen Bex.

Die Abb. 9 veranschaulicht die Lastenverteilung durch die Fahrbahntafel der hölzernen *Zulgbrücke bei Steffisburg*, so wie sie sich aus unseren Messungen ergab. Abgesehen von den besonderen Verhältnissen bei Querträger III (hier waren sämtliche Längsbohlen gestossen), verblüfft die bei Holz bisher jedenfalls kaum erwartete Regelmässigkeit der gewonnenen Einflusslinien. Es zeigte also die Messung, dass einem Querträger, von einer über ihm stehenden Achslast, im Mittel nur etwa 33% zufällt, während man, ohne diese Messungen kaum gewagt hätte, diesen Querträgern weniger als etwa 80% einer Achslast rechnerisch zuzuweisen. Dank des unerwartet günstigen Ergebnisses dieser Untersuchungen konnte die Brücke, ein Zeuge alter, guter Baukunst, durch einfache Verstärkung der Querträger mittels leichten Hängewerken erhalten bleiben, mit dem weiteren Erfolg, dass seither, durch gleiche Verstärkungen, im Kanton Bern noch etwa ein Dutzend ähnlicher Holzbrücken mit sehr geringen Kosten für den schweren Lastwagenverkehr benutzbar wurden. Nach der Verstärkung übernahmen die Querträger selbstredend etwas mehr als vordem (rund 40%).

Des Zusammenhanges wegen sei schliesslich nochmals an die Abb. 3 erinnert, aus der die schon erwähnte Lastenverteilung durch einen leichteren Zoresbelag zu ersehen ist.

Die Durchführung von Belastungsproben gestaltet sich natürlich am einfachsten, wenn man die systematischen Messungen unter der Wirkung einer Einzellast machen kann. Denn alsdann gelangt man ohne weiteres zu den wirklichen Einflusslinien. Diese Erhebung von Einflusslinien hat den grossen Wert, dass ihr Verlauf meistens auch sofort die Wirkungsweise eines Bauwerkteiles verrät (Abb. 6, Einflusslinien für die Einsenkung der Brückenmitte und die Neigungen an den Auflagern). Eine solche Einzellast steht leider in den seltensten Fällen zur Verfügung.

Bei der Untersuchung von Decken behilft man sich dann am besten durch Aufteilung der meistens nur auf einem beschränkten Deckenteil aufzubringenden Lasten. Die Zerlegung in Längsstreifen gestattet die Aufnahme der Einflusslinien für die Querverteilungen (Abb. 7); durch Unterteilung in der Richtung des zu untersuchenden Bauteiles gelangt man auch zu den Einflusslinien für die Messgrössen. Alle Erhebungen sind sowohl während des Aufbringens, wie auch während des in gleicher oder umgekehrter Richtung zu besorgenden Abtrages der Belastungen zu machen. Bei Erstbelastungen zeigt es sich fast immer, dass die Formänderungen bei der Entlastung geringer ausfallen, als bei der Belastung. Nicht unerwähnt sei, dass es sich aber hierbei oftmals weniger um Setzungen über den Stützpunkten handelt, als vielmehr um die Wirkung bleibender Deformationen der Decke und bleibender Verdrehungen innerhalb der Mauerkörper; diese fallen wiederum um so geringer aus, von je besserer Güte das Tragwerk ist. Die bleibenden Formänderungen sind also gegebenenfalls ein ausgezeichneter Wertmesser, für die Güte des Mauerwerkes nicht minder als für die Decke selbst. Zur Verwertung eignen sich nur die *elastischen* Formänderungen, welche aus den Messungen für die Entlastung zu erhalten sind.

Die Untersuchung von Brückentafeln geschieht am besten durch Fahrzeuge mit möglichst grossen Achsabständen: Drehgestellmotorwagen oder auch zweiachsige Güterwagen bei Bahnbrücken — Motorlastwagen bei Strassenbrücken. Bei den letzteren empfiehlt es sich, die Hinterachse möglichst schwer zu belasten, damit die Störungen der Messergebnisse durch die zweite Achse für die Ermittlung von Einflusslinien möglichst gering ausfallen. Wenn man das Fahrzeug alsdann von Stellung zu Stellung führt und an irgend einem Messpunkt x für jede dieser Stellungen die entsprechenden Angaben der Apparate aufnimmt, gewinnt man aus den beobachteten Werten vorerst nur Summeneinflusslinien für den Messwert x. Soweit nur der Einfluss einer der Achsen zur Geltung kommt, sind die entsprechenden Zweige der gefundenen Linien bereits Teilstücke der Einflusslinien für die eine oder andere Achslast; infolgedessen ist es möglich, aus diesen Linienzweigen für alle Zwischenstellungen des Wagens den Einfluss der zweiten Achse (aus dem Verhältnis der Gewichte der beiden Achsen)

zu ermitteln (von links nach rechts und umgekehrt fortschreitend) und von den zugehörigen Werten der Summeneinflusslinien in Abzug zu bringen. Dieses Vorgehen ist aus Abb. 6, für die Einflusslinien der Senkungen in Brückenmitte und der Neigungen an den Stützpunkten ersichtlich (erste Probebelastung).

Es empfiehlt sich, die Messung wenigstens zweimal durchzuführen; denn so nur werden unvermeidliche kleinere Verschiebungen in den Stellungen der Fahrzeuge ausgeglichen und etwaige Irrtümer in den Ablesungen rechtzeitig entdeckt. Anzuraten ist sodann — namentlich bei Brückentafeln — die gleichen Messungen auf mehrere Bauteile gleicher Gattung zu erstrecken. Man gewinnt dadurch, unter Zuhilfenahme des Gesetzes von der Gegenseitigkeit der Formänderungen, die Möglichkeit einer wertvollen und interessanten gegenseitigen Ueberprüfung der Einflusslinien. Aus der Gegenüberstellung solcher Paralleluntersuchungen erkennt man aber auch, ob und inwieweit die gesuchten Gesetze eine regelmässige Bestätigung finden und unter welchen Voraussetzungen deren praktische Verwertung und Anwendung verantwortet werden kann, namentlich dann, wenn die sich gegenüber überlieferten theoretischen Voraussetzungen ergebenden Abweichungen unerwartet gross ausfallen und daher auch wichtigere wirtschaftliche Interessen auf dem Spiele stehen [6]).

Der Erfolg einer Untersuchung der Bauwerke durch Messungen hängt schliesslich in hohem Masse auch von einer richtigen Auswahl und Anordnung der Messapparate und der Messstellen ab. Was die Apparate anbetrifft so hat uns die Erfahrung gelehrt, dass sich die in Abb. 9 bis 13 wiedergegebenen sehr gut eignen; deren Zuverlässigkeit ist reichlich erprobt [7]).

Die Apparate sind stets so zu verteilen, dass sie nach Möglichkeit vom leitenden Ingenieur zu überblicken sind. Verfasser steht auf dem Standpunkt, dass es entschieden wertvoller ist, mit weniger Apparaten auf einmal zu arbeiten, damit gröbere Unstimmigkeiten und namentlich auch allfällige Ueberraschungen vorweg erkannt werden; dann kann man auch den Ursachen solcher Erscheinungen augenblicklich, durch Erweiterung der Messungen nachgehen.

Auch ist es unerlässlich, aber auch vollständig ausreichend, die Messstellen auf diejenigen Trägerpunkte zu beschränken, an denen die wichtigsten Anhaltspunkte über die Wirkungsweise des Bauteiles zu gewinnen und die grössten Ausschläge der Messapparate beim Wandern der Probelasten zu gewärtigen sind. Solche Messwerte sind verhältnismässig am wenigsten von Unvollkommenheiten der Apparate berührt und für die Weiterverwertung infolgedessen auch am zuverlässigsten. Wesentlich ist indessen, dem Verhalten der Auflagerpunkte, hinsichtlich der Senkungen wie auch der Verdrehungen grösste Aufmerksamkeit zu schenken.

Es kommt bei Messungen an Bauwerken weniger auf die Abwicklung eines grossen Messprogrammes an, als auf den Grundsatz, mit einer Mindestzahl von sicheren Messungen einen guten Einblick in die Wirkungsweise eines Bauteiles zu gewinnen. Kleinkram zu sammeln, wo es sich niemals um Genauigkeit von Laboratoriumsversuchen wird handeln können, hat gar keinen Sinn. Wenn dem Leiter einer Untersuchung nicht Hilfskräfte zur Verfügung stehen, die sich über ein ausreichendes Mass an eigener Urteilsfähigkeit über die ihnen zufallenden Beobachtungen von Durchbiegungen, Neigungen oder Spannungen auszuweisen vermögen; so ist von der gleichzeitigen Verwendung eines grossen Apparateparkes entschieden abzuraten. Eine wohl in den meisten Fällen gebotene Einschränkung des Aufwandes an Messapparaten muss natürlich mit einem entsprechenden Zeitverlust für die Umstellung von Apparaten und Neuauftrag der Belastungen erkauft worden; doch scheint uns dieser Nachteil reichlich gedeckt durch die grössere Zuverlässigkeit weniger und dafür übersehbarer Messungen.

Handelt es sich um die Durchführung von Dauerversuchen, so wird man, wegen der Empfindlichkeit der feinen Messapparate (namentlich bei Versuchen im Freien) auf genaueste Erhebungen der Temperatur- und Witterungsschwankungen achten müssen, auch wenn die Apparate vermeintlich gut gegen solche geschützt werden. Nebstdem wird es bei derartigen, schwierigen Versuchen nicht zu umgehen sein, die Wirkung der äusseren Einflüsse auf die Apparate gesondert festzustellen, indem man deren Verhalten — sei es vor oder nach dem Versuch, doch sie so belassend, wie sie für die Messungen einzurichten sind —, während einer ausreichenden Spanne Zeit beobachtet.

Auf den eingangs erwähnten Zweck unserer Betrachtungen nochmals hinweisend, glauben wir das Wesentliche für den Erfolg dieser zweifellos schwierigen Messungen an Bauwerken gebührend hervorgehoben zu haben. Diese Ausführungen seien daher vom Wunsche begleitet, diesem oder jenem Kollegen etwas geboten zu haben, was ihn über etwaige Misserfolge bei Messungen der besprochenen Art aufzuklären und zu neuen Versuchen im eigenen und im Dienste der Technik überhaupt zu ermuntern vermag. Denn nur durch vermehrtes Interesse weitester Kreise wird es dem Statiker möglich sein, zahlreichere und wissenschaftlich angelegte Probebelastungen vorzunehmen und sich jenen so überaus wertvollen Einblick in das wirkliche Leben seiner Schöpfungen zu verschaffen, der ihm die Wege weisen wird, die zu grösstmöglicher Wirtschaftlichkeit und Sicherheit der Bauten führen.»

## Anmerkungen:

[1]) Es wird sich um Betrachtungen und Messergebnisse handeln, welche erstmals, wenn auch in ab und zu etwas veränderter Form, in folgenden Veröffentlichungen des Verfassers zu finden sind:

*a)* Schweiz. Bauzeitung, No. 10 vom 7. März 1914;
*b)* Bulletin Technique de la Suisse Romande, vom 10. März 1915;
*c)* Das Versuchswesen in der Praxis der Eisen- und Eisenbetonbaues, Sonderabdruck aus «S. B. Z.», Bd. LXX, 1917;
*d)* Das Versuchswesen in der Praxis des Eisenbaues, «Der Eisenbau» vom Dezember 1918;
*e)* Beobachtungen aus der Praxis des Eisenbetons und ihre Lehren für den Brückenbau im besondern. Sonderabzug aus dem Jahresbericht 1923 des Vereins schweiz. Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten.

[2]) Diesbezügliche Feststellungen finden sich in No. 7 vom 14. August 1926 der «Schweiz. Bauzeitung» unter Mitteilungen über die Dauer-Biegeversuche mit Eisenbetonträgern.

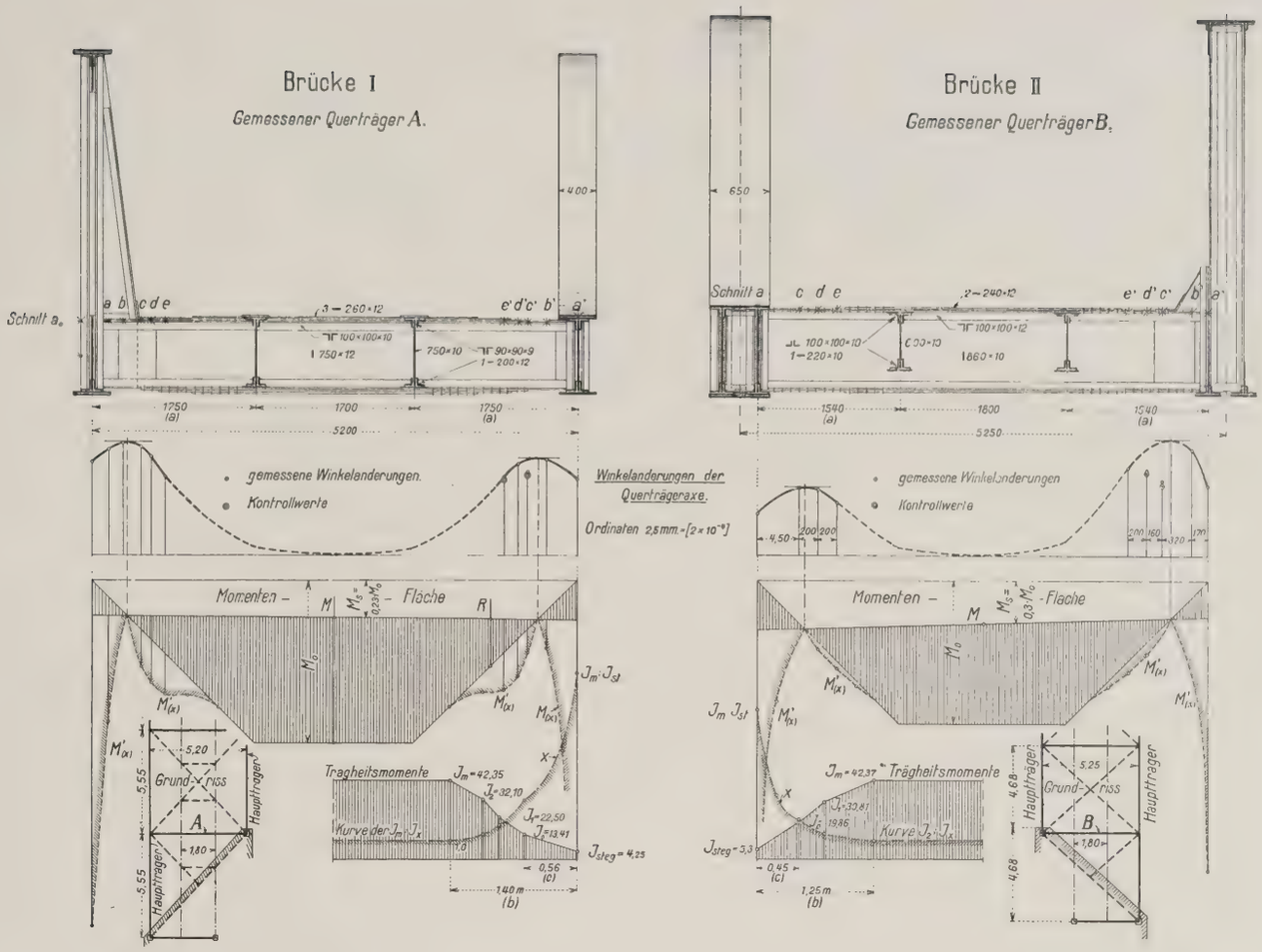
[3]) Vgl. u. a. Heft 18 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, und Saliger: «Der Eisenbeton».

[4]) Angesichts der Schwierigkeiten, die sich für die Auswertung von Messergebnissen aus derartigen Unsicherheiten über Grundwerte für die Berechnungen ergeben, sollen demnächst der E. M. P. A. durch die S. I. A.-Fachgruppe der Eisenbetoningenieure besondere Versuche in Auftrag gegeben werden, um die wichtige Frage der Veränderungen der Trägheitsmomente, von Plattenbalken vorab, in Abhängigkeit vom Spannungszustand möglichst abzuklären.

[5]) In diesen Punkten sind neuere Ausführungen, aus fertig verlegten und erst nachträglich vergossenen Teilen bestehend, mit grösster Vorsicht zu beurteilen.

[6]) Bei der besprochenen Zulgbrücke (Abb. 9) handelte es sich geradezu um die Frage: Erhalt oder Ersatz des ganzen Bauwerkes?

[7]) Wir verweisen auf die Druckschrift der Schweiz. Bundesbahnen: «Beschreibung von Apparaten zur Untersuchung von eisernen und massiven Bauwerken».




Aarebrücken der Lötschbergbahn bei Interlaken.

Abb. 1. Bestimmung der Lage des Wendepunktes der elastischen Linie eines elastisch eingespannten Querträgers.

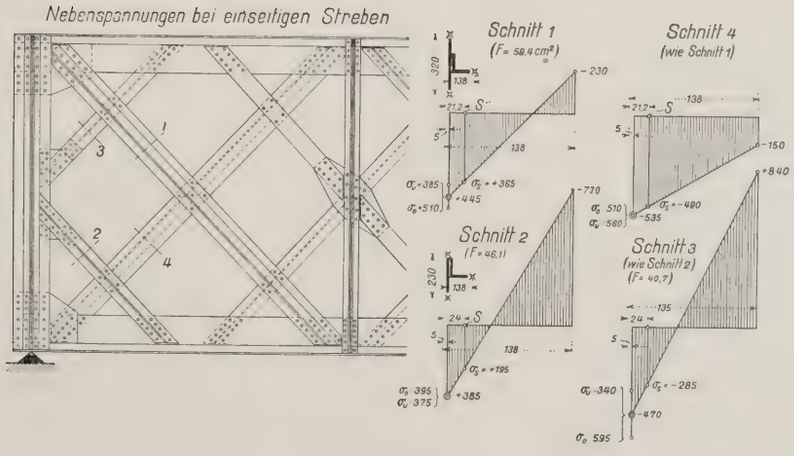



Abb. 2. Spannungsdiagramme eines Strebenfeldes von einem 4-fachen eisernen Netzwerkträger.

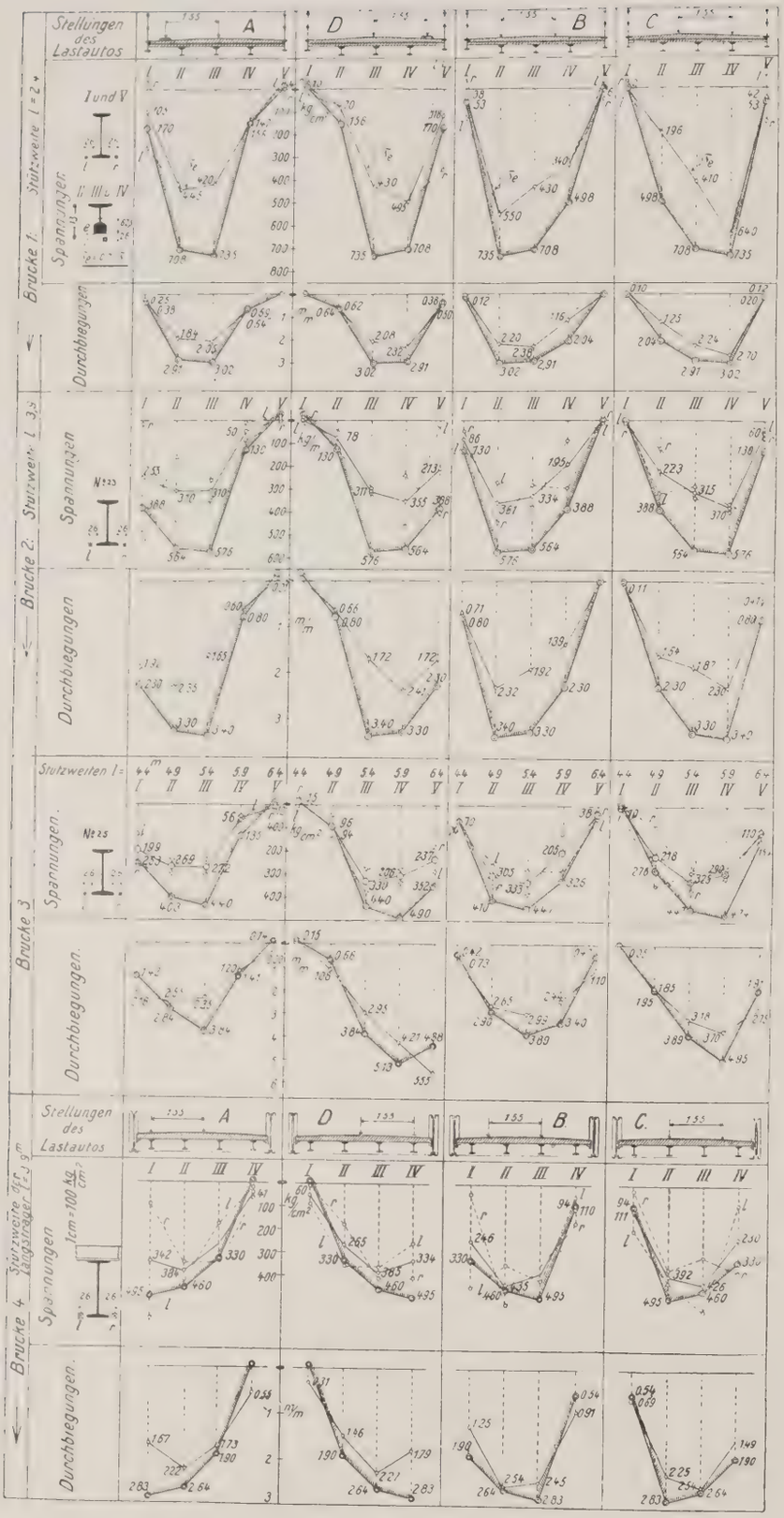



Abb. 3. Spannungen und Durchbiegungen der Längsträger von 4 eisernen Brücken.

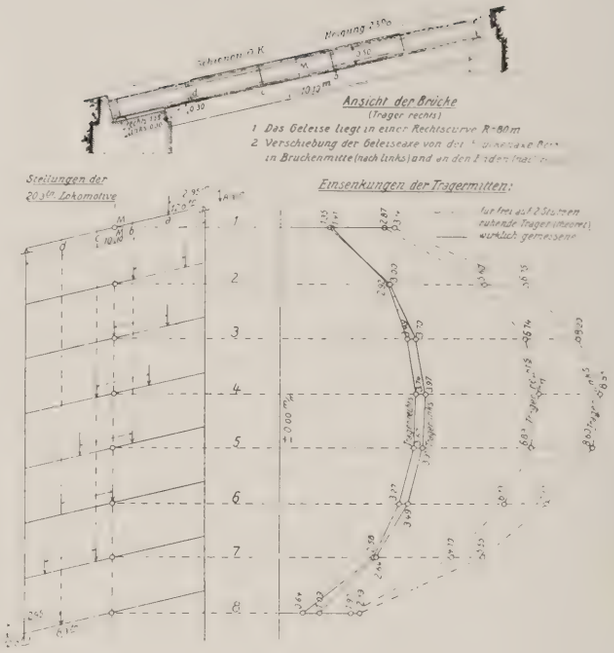



Abb. 4. Theoretische und gemessene Durchbiegungen der Hauptträger einer in Neigung gelagerten eisernen Brücke.

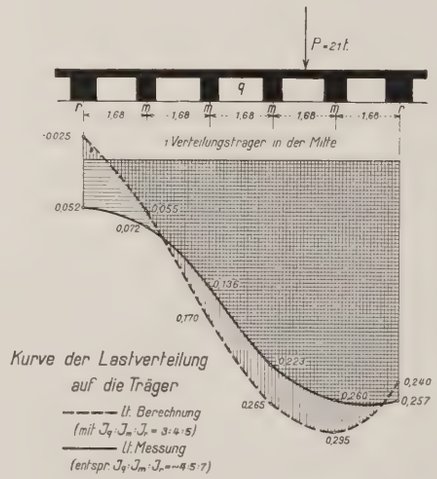



Abb. 8. Berechnete und gemessene Lastverteilung. Eisenbetonbrücke.

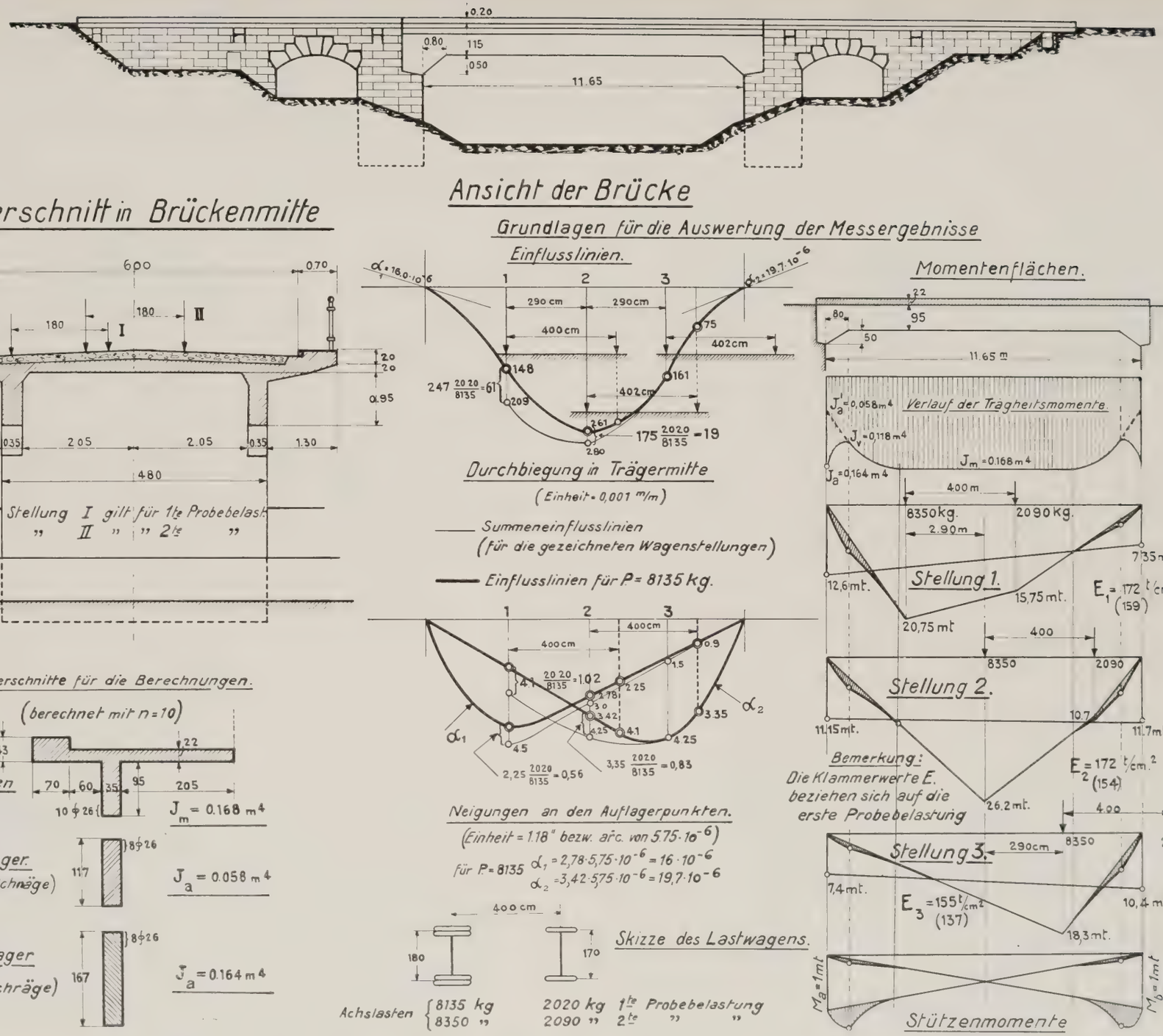
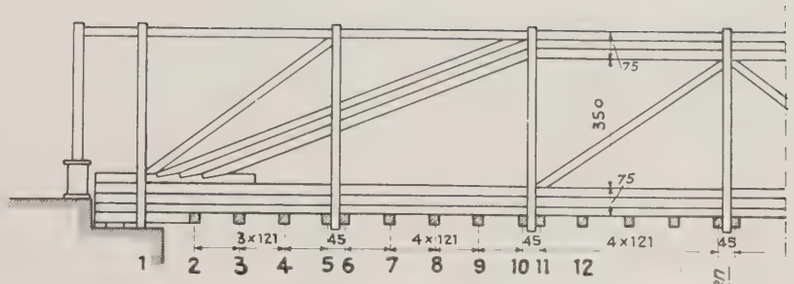
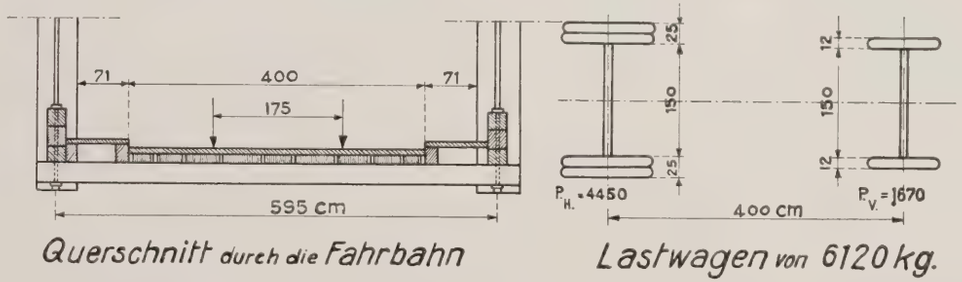



Abb. 6. Balkenbrücke über die Venoge bei La Sarraz. — Ergebnisse der Versuche und der Theorie.



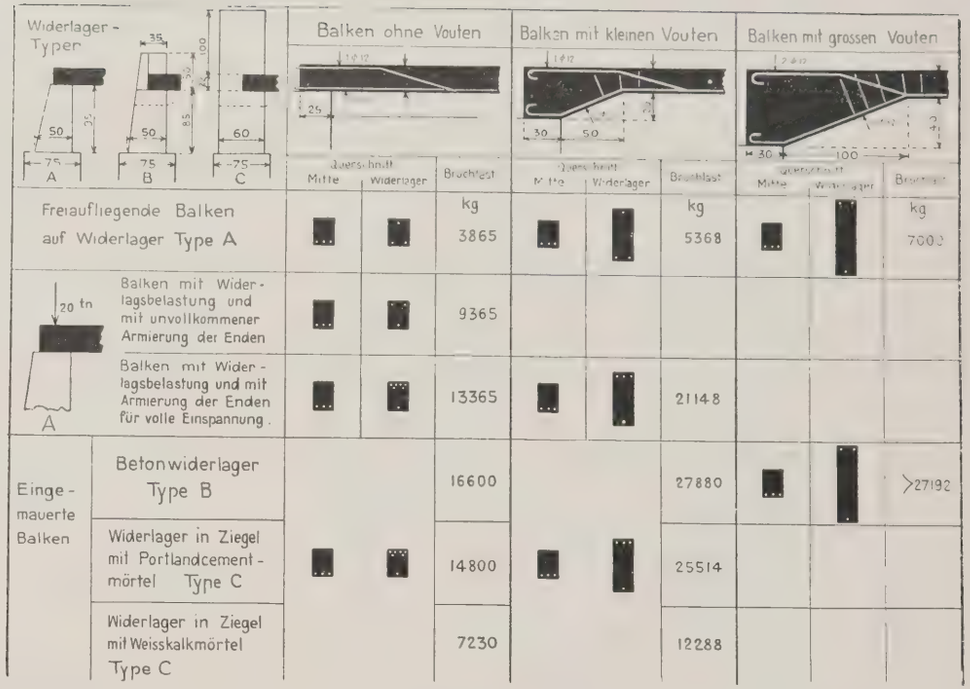




Abb. 5. Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken. — Versuche des Eisenbeton-Ausschusses des Oesterreichischen Ing.- und Arch.-Vereins.

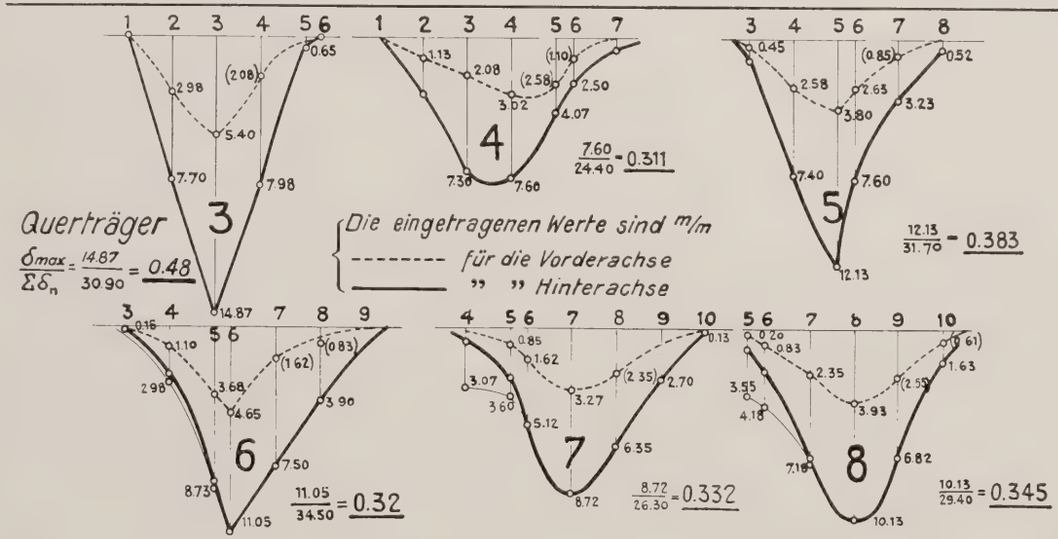



Abb. 9. Hölzerne Strassenbrücke bei Steffisburg. Zulgbrücke. Lastenverteilung durch die Fahrbahntafel.

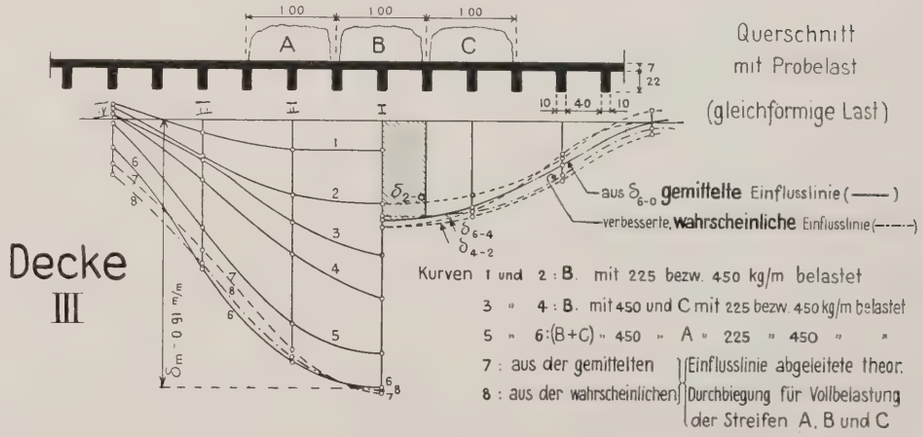



Abb. 7. δ-Einflusslinie der Lastenverteilung. Eisenbetondecke.

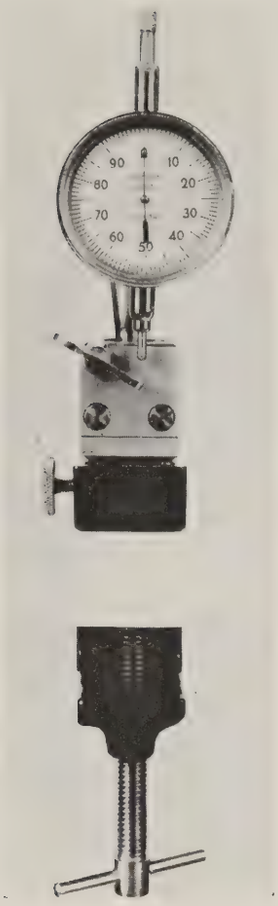



Abb. 10. Durchbiegungsmesser Stoppani.

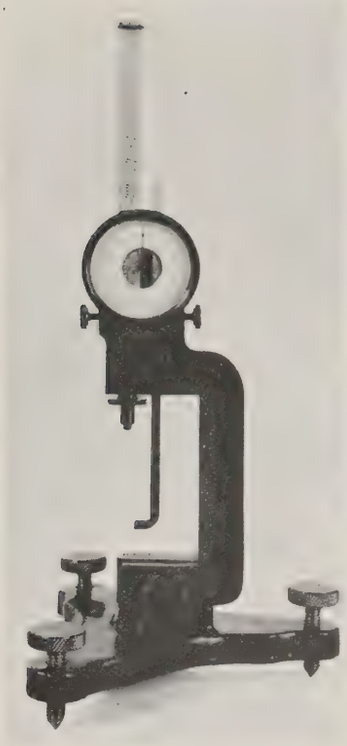


Abb. 11. Durchbiegungsmesser Zivy.

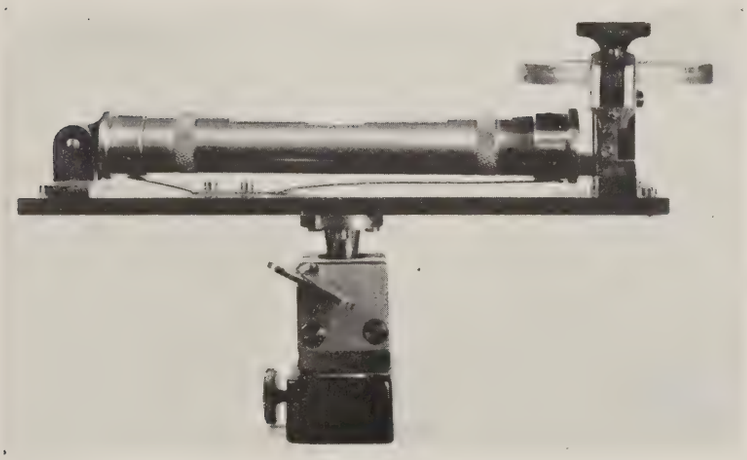


Abb. 12. Klinometer Stoppani.

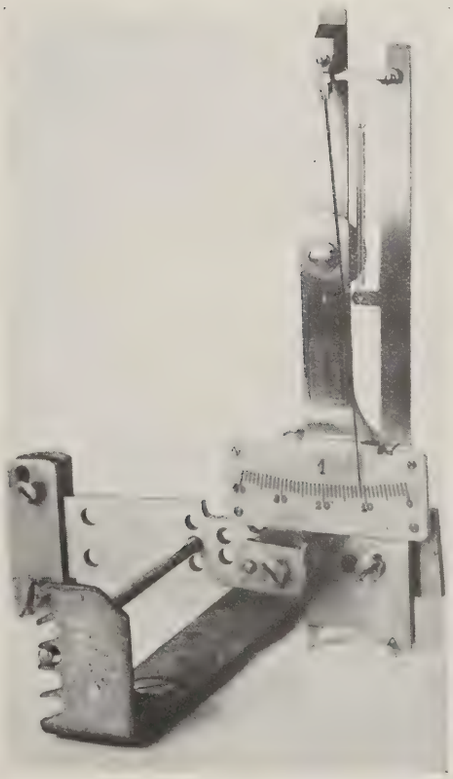


Abb. 13. Dehnungsmesser: Okhuizen-Huggenberger.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunkt-Verbindungen eiserner Fachwerk-Brücken.

Bericht der Gruppe V der Techn. Kommission des Verbandes Schweiz. Brücken- und Eisenhochbaufabriken (T. K. V. S. B.)

erstattet von Prof. Dr. Ing. h. c. *M. Roš*, Direktor der E. M. P. A. Zürich.

# INHALTS-VERZEICHNIS


| | Seite |
|---|---|
| I. Geschichtlicher Rückblick . . . . . | 1 |
| II. Berechnungsverfahren der T. K. des V. S. B. . . . . | 3 |
| 1. Nebenspannungen bei zentrischen Anschlüssen der Fachwerkstäbe . . . . . | 4 |
| 2. Nebenspannungen infolge Exzentrizität der Stabschweraxen | 4 |
| 3. Einfluss der unmittelbaren Belastungen der Fachwerkstäbe auf die Nebenspannungen . . . . . | 5 |
| 4. Einfluss des veränderlichen Trägheitsmomentes der Fachwerkstäbe . . . . . | 5 |
| 5. Einfluss der Wanderung der Schweraxe . . . . . | 5 |
| 6. Einfluss der durch die Momente der Nebenspannungen verbogenen Stabaxen . . . . . | 5 |
| 7. Einfluss der durch die Knotenbleche verkürzten theoretischen Stablängen . . . . . | 6 |
| 8. Einfluss der Nachgiebigkeit der Knotenbleche . . . | 6 |
| 9. Einfluss der Nebenspannungen auf die Hauptspannung und die Durchbiegung des Fachwerkes . . . . . | 6 |
| 10. Einflusslinien der Nebenspannungen . . . . . | 7 |
| III. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen . . . . . | 7 |
| IV. Anmerkungen . . . . . | 10 |

# Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunkt-Verbindungen eiserner Fachwerk-Brücken.

Bericht der Gruppe V der Techn. Kommission des Verbandes
Schweiz. Brücken- und Eisenhochbaufabriken (T. K. V. S. B.)[1])
erstattet von Prof. Dr. Ing. h. c. *M. Roš*, Direktor der E. M. P. A.

Im Jahre 1916 und schon früher erkannten die schweizerischen Eisenkonstrukteure, deren Daseinskampf, gleich demjenigen der gesamten schweizerischen Industrie, kein leichter ist, dass nur die Kenntnis des wirklichen Spannungszustandes und der wirklichen Arbeitsweise eiserner Tragwerke eine Erhöhung der heutigen zulässigen Beanspruchungen ermöglichen kann.

Zu dieser Frage gehört auch das Gebiet der Nebenspannungen eiserner Tragwerke, das heute, seiner grossen Bedeutung wegen, in allen Ländern Gegenstand eingehender theoretischer Studien und Versuche geworden ist.

Die Rückschläge, die der Blütezeit des eisernen Brückenbaues in der Schweiz (1870 ÷ 1890) folgten, klingen noch heute im Kampfe um die Berechtigung mit andern Bauweisen nach, und lassen ebenfalls die Wichtigkeit einer vollständigen Abklärung dieser Art von Nebenspannungen erkennen.

Nur Versuche werden auch hier weitere Beiträge zur Erhöhung der zulässigen Spannungen geben können.

Der nachfolgende Bericht, der das Ergebnis einer achtjährigen Arbeit ist, soll einen Beitrag zu dieser Erkenntnis und damit zur Erhöhung der zulässigen Beanspruchung des Eisens liefern.

## I. Geschichtlicher Rückblick.

Die ersten Fachwerkbrücken weisen sowohl Knotenpunkte mit Gelenkbolzenverbindungen (Crumlintal-Brücke in England, erbaut 1853), als auch Knotenpunkte mit vernieteter Zusammenführung der Fachwerkstäbe auf (Eisenbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg, 1850 bis 1855 erstellt).

Die Schweiz besitzt und besass keine eisernen Fachwerkbrücken mit Bolzenverbindungen[2]). Die ersten eisernen Brücken erhielten entweder hohe vollwandige Blechträger — vorwiegend in der Westschweiz, infolge des französischen Einflusses — oder engmaschige, mehrteilige Netzwerke — insbesondere in der Ostschweiz, der deutschen Beziehungen wegen. Als Beispiele führen wir an, den *Viadukt über die Paudèze*[3]) (Abb. 1), Linie Lausanne-Villeneuve, und die *Eisenbahnbrücke über den Linthkanal* bei Weesen[4]), der Linie Zürich-Chur (Abb. 2).

*K. Culmann* (1821÷1881), Prof. am Eidg. Polytechnikum in Zürich, durch seine Studienreise in Amerika und England angeregt[5]), wandte sich gegen den Bau hoher Blechträger und engmaschiger, mehrteiliger Netzwerke. Er trat mit Entschlossenheit für den Bau reiner Fachwerke mit weitmaschiger, klarer Gliederung ein. Als Culmann im Jahre 1852[6]) als erster den Mut hatte, der Berechnung steifknotiger Fachwerkträger ideelle gelenkförmige Fachwerke zu Grunde zu legen, setzte die Entwicklung des reinen Fachwerkes mit vernieteten Knotenpunkten ein.

Die Unstimmigkeit zwischen der Berechnung und der Ausführung vollständig vernieteter, eiserner Brükken lag bis zum Jahre 1878 darin, dass für die theoretische Ermittlung der Stabspannkräfte, die Stabverbindungen in den Knotenpunkten durch gänzlich reibungslose, frei drehbare Bolzengelenke ersetzt gedacht wurden, während die Ausführung Knotenpunkte mit vernieteter Zusammenführung der Fachwerkstäbe aufweist, welche die freie Drehbarkeit und somit die Winkeländerungen zwischen den einzelnen Stäben hindert und Nebenspannungen zur Folge hat.

Im Jahre 1878 hat Prof. *H. Manderla* in München die grundlegende theoretische Lösung des Problems dieser Nebenspannungen gegeben[7]).

Die etwas langwierige Berechnungsmethode der Nebenspannungen fand aber in der Praxis keinen allgemeinen Eingang; sie blieb in ihrer Anwendung auf nur wenige Sonderfälle beschränkt und ist, trotz der inzwischen erfolgten weiteren Vereinfachungen und theoretischen Untersuchungen, auch heute noch nicht üblich.

Deutschen Forschern verdanken wir die weitere Arbeit an der theoretischen Lösung dieser Aufgabe. Neben *Manderla* (1878), boten uns *Engesser*[8]) (1879), *Asimont*[9]) (1880) und *Winkler*[10]) (1881) die grundlegenden Arbeiten und Beiträge. Diesen Forschern folgten *W. Ritter*[11]), Zürich (1885), *H. Müller-Breslau*[12]) (1885), *Th. Landsberg*[13]) (1886), *O. Mohr*[14]) (1892), *Jacquier*[15]) (1892), *Gehler*[16]) (1905) und *Hartmann*[17]), Wien (1919).

Der Grundgedanke ist, entsprechend der Natur des Problems, bei allen der gleiche: Die Ermittlung des Ablenkungswinkels der Stabaxen der einzelnen Fachwerkstäbe. Sämtliche Forscher, mit Ausnahme Mohr's, bestimmen diesen Ablenkungswinkel aus den Winkeländerungen der einzelnen Dreiecke infolge der Längenänderungen der beanspruchten Fachwerkstäbe. Nur Mohr definiert diesen Ablenkungswinkel als Unterschied zweier Winkelgrössen, des Knotendrehwinkels und des Stabdrehwinkels.

Reine Theoretiker bezeichnen die Theorie Mohrs, die Winkler bereits im Jahre 1881 andeutete, aber nicht verfolgte, nicht als einen Fortschritt. Das Versuchswesen auf diesem Gebiete muss aber der Mohrschen Methode, die durch die Einführung der Begriffe Stabdrehwinkel und Knotendrehwinkel die Bestimmung der Nebenspannungen ebenfalls löste, die gebührende Beachtung spenden. Der Mohr'sche Gedanke ermöglicht, wie im Abschnitt II — Berechnungsverfahren der T. K. des V. S. B. — gezeigt werden wird, durch die

Berechnungen der Stabdrehwinkel und der Knotenwinkel, eine Lösung des Problems, die sich theoretisch einfach und übersichtlich gestaltet.

Prof. *E. O. Patton*[18]) in Moskau hat die Mühe nicht gescheut und im Jahre 1901 für 19 verschiedene Fachwerke die Nebenspannungen für bestimmte Lastgruppen durchgerechnet, wobei er für drei Fachwerke die Einflusslinien der Nebenspannungen sämtlicher Stäbe ableitete.

*Winkler* (1881), *Patton* (1901) und *Hartmann* (1919) bemühten sich, aus rein theoretischen Untersuchungen die für den Konstrukteur wichtigen Folgerungen zu ziehen. Alle drei stellten übereinstimmend für die verschiedenen Fachwerksysteme eine Reihenfolge auf, entsprechend der Grösse der Nebenspannungen. Mit den geringsten Nebenspannungen fanden sie die reinen Netzwerke behaftet und immer grösser werdende Nebenspannungen weisen der Reihenfolge nach auf: a) Fachwerke ohne Hilfsvertikalen, b) Fachwerke mit Hilfsvertikalen, c) Fachwerke mit doppelten und mehrfachen Systemen.

Prof. *Patton* gebührt das Verdienst noch weiter gegangen zu sein, indem er Diagramme aufstellte, die die Grösse der Nebenspannungen in Prozenten der Grundspannungen ausdrücken, und zwar als Funktion der „Schlankheit der Stäbe" (Verhältnis der Stablänge $l$ zum Abstand des Schwerpunktes des Stabquerschnittes von den gefährdeten Randfasern) geben. Es sei aber ausdrücklich bemerkt, dass sich die Diagramme nur auf zentrisch zusammengeführte Stäbe beziehen, sodann nur Paralleltträger umfassen und für die Grösse der Nebenspannungen ausschlaggebende Momente, die Belastungsart und die Träger-Netzform, nicht gebührend berücksichtigen.

Die ersten *Messungen* dieser Nebenspannungen führten *Dupuy*[19]) im Jahre 1878 in Frankreich am *Viaduc de l'Erdre* und *Fränkel*[20]) in den Jahren 1881 und 1887 in Deutschland an verschiedenen eisernen Brücken, insbesondere an der *Eisenbahnbrücke Hainsberg-Schmiedeberg* aus. Beide benutzten Spannungsmesser eigener Konstruktion.

Der durch diese Messungen erbrachte Beweis über das Vorhandensein durchaus nicht zu vernachlässigender Nebenspannungen veranlasste bereits im Jahre 1881 *Gerber,* zu Brücken mit Gelenkbolzenverbindungen zu greifen. Eine der ersten Ausführungen war die 40 m weit gespannte *Eisenbahnbrücke über das Ellhofertobel bei Rötenbach.* Als aber *Manderla* kurz darauf (1883), von Winkler veranlasst, durch Libellenmessungen an der von Gerber im Jahre 1883 erbauten *Gelenkbolzenbrücke bei Waltenhofen*[21]) einer Eisenbahnbrücke von 54 m Stützweite, das Vorhandensein von Nebenspannungen ebenfalls nachgewiesen hatte, griff Gerber wieder zu Fachwerken mit ganz vernieteten Knotenpunkten. Manderla leitete aus jenen Versuchen auch den Reibungswert $\mu$ für solche Gelenkbolzen ab und fand ihn zu $\mu_{max} = 0{,}31$.

Die ersten *systematischen Messungen* von Nebenspannungen führte *Mesnager* (1889) durch an zwei der Orléansbahn gehörenden Brücken, und zwar an der 54,5 m weit gespannten *Brücke über den Isle-Fluss bei Corgnac,* Linie Nontron-Sarlat, und an der *Brücke über den Beuvron-Fluss bei Cellettes,* Linie St. Aignan-Blois, mit 42 m Stützweite[22]). Die hohen Beträge der gemessenen Nebenspannungen an der Corgnac-Brücke veranlassten Mesnager zur Ausführung von Blatt-Federgelenken bei der Beuvron-Brücke, wodurch, wie die Messungen zeigten, die Nebenspannungen in den Wandgliedern wenn auch nicht verschwanden, so doch gegenüber den Messungsergebnissen von Corgnac wesentlich kleiner ausfielen.

Prof. *Gehler*[16]) führte in den Jahren 1905/06 an der *Eisenbahnbrücke der Königl. Sächs. Staatseisenbahnen über die Schwarze Elster bei Elsterwerda* Messungen von Stab- und Knotendrehwinkeln durch, um durch deren Vergleich mit den berechneten Werten, die Grösse der Nebenspannungen aus steifen Knotenverbindungen ableiten zu können, und zwar ohne Spannungsmessungen vorzunehmen. Diesen Spannungsmessungen glaubte nämlich Gehler kein ausreichendes Vertrauen schenken zu dürfen.

Zur gleichen Zeit als sich Prof. *Patton* durch seine umfangreichen theoretischen Untersuchungen bemühte, die Nachteile der in Russland beliebten, doppelten Fachwerkträger mit gegen die Mitte fallenden Streben ziffernmässig festzustellen, wies Obering. *F. Ackermann,* Kriens-Luzern, durch eingehende Nachrechnungen und Messungen an der von der *A.-G. Th. Bell & Cie.* in Kriens-Luzern erbauten *Rheinbrücke bei Thusis der Rhätischen Bahn*[23]) nach, dass die theoretischen Werte dieser Nebenspannungen durch die lastverteilende Wirkung der Fahrbahn und der sehr steifen Hauptträgergurte ganz wesentlich vermindert werden. Ackermann war auch durch geeignete Massnahmen während des Zusammenbaues jener Brücke bestrebt, die Nebenspannungen des steifknotigen Fachwerkes für das gesamte Eigengewicht aufzuheben. (Abb. 45).

In Amerika wandte man bei der in den Jahren 1913/1916 nach dem Projekte von Lindenthal erbauten Sciotoville-Brücke[24]) ein ähnliches Verfahren zur Verminderung, beziehungsweise zur Ausschaltung der Nebenspannungen steifknotiger Fachwerke an. Die amerikanischen Ingenieure schenken in letzter Zeit den Nebenspannungen infolge steifer Knotenverbindungen die grösste Aufmerksamkeit, und halten deren Ergründung für sehr wichtig. So waren bei der Wahl des Hauptträgersystems der in den Jahren 1914—1917 erbauten St. Lawrence-Brücke bei Quebec[25]) die Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich der Kleinstwerte dieser Nebenspannungen wegleitend und bei der 300 m weit gespannten Hellgate-Bogenbrücke wurden die Nebenspannungen während der Freimontage vermittelst Spannungsmessern sorgfältig verfolgt[26]). In den letzten Jahren anerkennt man auch in Amerika die grossen Vorteile genieteter Knotenpunktverbindungen gegenüber Gelenkbolzen. Auch sind die Nebenspannungen bei Gelenkbolzen-Verbindungen nicht geringer als bei richtig durchgebildeten Fachwerken in ganz vernieteter Ausführung[27]). An der 1850 erbauten Kettenbrücke über die Aare in Aarau von 100 m Stützweite wurden 1922 von der *A.-G. Conrad Zschokke Werkstätte Döttingen* an den durch Bolzen verbundenen Kettengliedern Spannungsmessungen vorgenommen, die den Nachweis bedeutender Reibungsmomente, von den Gelenkbolzen herrührend, erbrachten. (Abb. 3, 4 und 5).

*Die Technische Kommission des V. S. B.* hat in der Zeit vom Oktober 1917 bis Juni 1922 durch Spannungsmessungen an den nachstehend aufgeführten 15 Brücken die Grösse der Nebenspannungen der steifknotigen Fachwerk-Hauptträger verfolgt, und nach ihrer eigenen Berechnungsmethode rechnerisch nachgeprüft:

1. Rhonebrücke Brig der Furkabahn, Kt. Wallis (1917). (Abb. 19).
2. Suldbachbrücke der Bern-Lötschberg-Simplonbahn bei Mülenen-Aeschi, Kt. Bern (1918/1920). (Abb. 29).

3. Strassenbrücke über die Aare bei Birrenlauf, Kanton Aargau (1915). (Abb. 34).
4. Bogenbrücke über die Vanex-Schlucht der Aigle-Sépey-Diablerets-Bahn, Kt. Waadt (1913, 1915, 1920). (Abb. 38).
5. Aarebrücken bei Interlaken der Bern-Lötschberg-Simplonbahn, Kanton Bern (1917). (Abb. 41 und 43).
6. Rheinbrücke bei Thusis der Rhätischen Bahn, Kanton Graubünden (1920/1922). (Abb. 45).
7. Strassenbrücke über die Rhone in Sitten, Kt. Wallis (1915). (Abb. 48).
8. Strassenbrücke über die Rhone bei Chippis, Kanton Wallis (1917). (Abb. 51 u. 52).
9. Eisenbahnbrücke der S. B. B. über die Limmat bei Wettingen, Kt. Aargau (1922). (Abb. 54).
10. Eisenbahnbrücke der S. B. B. über die Aare bei Uttingen, Kanton Bern (1921). (Abb. 56).
11. Eisenbahnbrücke der S. B. B. über die Reuss bei der Fluhmühle, Kt. Luzern (1921). (Abb.59).
12. St. Adriansbrücke der S. B. B. zwischen Walchwil und Arth-Goldau, Kanton Schwyz (1921).
13. Brenno-Brücke der S. B. B. Gotthardlinie, Kt. Tessin (1919 1921).
14. Strassenbrücke über die Rhone bei Sierre, Kt. Wallis (1922). (Abb. 62).
15. Versuchsträger Wyss, Versuche in der Werkstätte der A.-G. Conrad Zchokke, Döttingen, Kt. Aargau durchgeführt (1920/1921). (Abb. 64).

---

## II. Das Berechnungsverfahren der T. K. V. S. B.[28])

Nach *Mohr* sind die Unbekannten der Aufgabe die Knotendrehwinkel $\varphi$. Für jedes Fachwerk mit $n$ Knoten sind somit $n$ Unbekannte $\varphi_1$, $\varphi_2$ ... $\varphi_n$ zu bestimmen. Die Kenntnis der Knotendrehwinkel $\varphi$ und Stabdrehwinkel $\psi$ gestattet dann ohne weiteres die Bestimmung der Nebenspannungsmomente für die Stabenden aus der Beziehung (Abb. 6).

$$M_{n,\,n+1} = \frac{2\,E\,J_{n,\,n+1}}{l_{n,\,n+1}} \{2\,\tau_{n,\,n+1} + \tau_{n+1,\,n}\} \qquad (1)$$

da $\tau_{n,\,n+1} = \varphi_n - \psi_{n,\,n+1}$ ist, so folgt

$$M_{n,\,n+1} = \frac{2\,E\,J_{n,\,n+1}}{l_{n,\,n+1}} \{2\,\varphi_n + \varphi_{n+1} - 3\,\psi_{n,\,n+1}\} \qquad (2)$$

dabei ist die für die Wandglieder mehr zutreffende, für die Gurtungen weniger stimmende Voraussetzung konstanten Trägheitsmomentes gemacht.

Das nachfolgend entwickelte Berechnungsverfahren, gültig für Spannungszustände innerhalb der Proportionalitätsgrenze, welches aber auch auf den Bereich über dieselbe hinaus ausgedehnt werden kann, verdankt seine Entstehung den ersten Versuchen der *Technischen Kommission des V. S. B.* an der *Rhonebrücke der Furkabahn in Brig* im Jahre 1917. (Abb. 19)

Die gemessenen Summen-Einflusslinien der Knoten- und Stabdrehwinkel zeigten deutlich, dass die jeweiligen Werte der Knotendrehwinkel Mittelwerte der gemessenen Stabdrehwinkel jener Stäbe sind, die im betreffenden Knoten zusammenlaufen. Es lag somit der Gedanke nahe, auf einfache und anschauliche Art ein Berechnungsverfahren, auf den Regeln der Bewegungslehre aufgebaut, abzuleiten, sowohl für die rechnerische Ermittlung von Nebenspannungen für eine geschlossene Lastgruppe in ganz bestimmter Stellung, als auch für die Bestimmung von Einflusslinien dieser Nebenspannungen.

Das Berechnungsverfahren, das durch das Studium der Mohr'schen Methode angeregt, aber auf anderem Wege entstanden ist, ist ein *Annäherungsverfahren;* es gestattet somit, wiederholt angewandt, die genaue Lösung zu finden.

Das gleiche Verfahren ist von der T. K. des V. S. B. auch für die Berechnung von beliebig belasteten Steifrahmen mit Erfolg angewandt worden und es soll Gegenstand eines besondern Berichtes werden.

Berücksichtigt werden:

1. Die Nebenspannungen bei zentrischem Anschluss der Fachwerkstäbe verschiedener, jedoch für die einzelnen Stäbe unveränderlicher Trägheitsmomente.
2. Die Nebenspannungen infolge Exzentrizität der Stabschweraxen, in Trägerebene, sonst wie unter 1.
3. Der Einfluss der unmittelbaren Belastungen der Fachwerkstäbe auf die Nebenspannungen.
4. Der Einfluss des veränderlichen Trägheitsmomentes der einzelnen Fachwerkstäbe.
5. Der Einfluss der Wanderung der Schweraxe bei den einzelnen Stäben, infolge veränderlichen Querschnittes, bedingt durch die Stossdeckungen und Knotenblechanschlüsse der Wind- und Querverbände.
6. Der Einfluss der durch die Momente der Nebenspannungen verbogenen Stabaxen, bezw. der Einfluss krummer Stäbe.
7. Der Einfluss der durch die Knotenbleche verkürzten theoretischen Stablängen.
8. Der Einfluss der Nachgiebigkeit der Knotenbleche.
9. Der Einfluss der Nebenspannungen auf die Hauptspannungen und die Durchbiegungen des Fachwerkes.

Das Fachwerk selbst kann dabei einer beliebigen Belastung (Eigenlast, Verkehrslast, Lagersenkung, Wärmespannung oder künstlichen Spannung) unterworfen werden.

Prof. *Gehler* erkannte als erster die Bedeutung der Mohr'schen Methode für die Versuchspraxis. Die Knotendrehwinkel und die Stabdrehwinkel lassen sich aus den Versuchen durch unmittelbare Beobachtungen bestimmen; die Knotendrehwinkel vermittels Klinometermessungen, die Stabdrehwinkel als Differenz zur Stabaxe winkelrechter Verschiebungen. Gehler hatte in den Jahren 1905 und 1906 sehr eingehende Messungen der Knotendrehwinkel und Stabdrehwinkel an der 39,00 m weit gespannten *Fachwerkbrücke über die Schwarze Elster bei Elsterwerda* der Königl. Sächsischen Staatseisenbahnen [16]) für eine ganz bestimmte Laststellung durchgeführt, und gute Uebereinstimmung zwischen den theoretischen und gemessenen Werten der Knoten- und Stabdrehwinkel des Untergurtes gefunden. Gehler kam, gestützt auf die Messungsergebnisse der Elsterwerdabrücke, zum Schlusse, dass man zur Bestimmung der Nebenspannungen nur die Knotendrehwinkel der Stabenden und den Stabdrehwinkel selbst durch Versuche zu bestimmen habe, um aus den Messungsergebnissen nach der Formel

$$M_{1,\,2} = \frac{2\,E\,J_{1,\,2}}{l_{1,\,2}} \{2\,\varphi_1 + \varphi_2 - 3\,\psi_{1,\,2}\} \qquad (3)$$

die Nebenspannungen

$$\sigma_{1,\,2} = \frac{2\,E\,J_{1,\,2}}{l_{1,\,2}\,W} \{2\,\varphi_1 + \varphi_2 - 3\,\psi_{1,\,2}\} \qquad (4)$$

rechnerisch zu ermitteln. Er bezeichnete die unmittelbaren Messungen der Nebenspannungen, die er mit Fraenkel-Leuner-Apparaten durchführte, als nicht zuverlässig, und die Dehnungsmesser selbst als für die Bestimmung von Spannungen nicht geeignet. Versuche

der T. K. des V. S. B. führten, in Abweichung von der Ansicht Gehlers, zu entgegengesetzten Schlüssen. Wohl stimmen in den meisten Fällen die gemessenen Knoten- und Stabdrehwinkel, diese besser als jene, mit den rechnerischen Werten überein, und aus dieser allgemein guten Uebereinstimmung ist man geneigt, den Schluss zu ziehen, dass auch die gemessenen Nebenspannungen im grossen ganzen mit den theoretischen Werten übereinstimmen werden, was auch in der Tat zutrifft. Dagegen lassen sich die Nebenspannungen nicht aus den beobachteten Werten der Knoten- und Stabdrehwinkel ableiten, weil, was Gehler nicht erkannte, die Knotenbleche in hohem Masse deformierbar sind und daher die Grössen der gemessenen Knotendrehwinkel ganz verschieden sind, je nach dem Orte, wo die Klinometer befestigt werden. Die Neigungs- und Dehnungsmessungen an den Knotenblechen der *Rhonebrücke der Furkabahn in Brig* (Abb. 19) (1917), an der *Suldbachbrücke bei Mülenen-Aeschi der Lötschbergbahn* (1918 und 1920), (Abb. 29) und des *Versuchsträgers Wyss* (Abb. 64) („Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke", Dissertation E. T. H. Zürich 1920/21) zeigten deutlich diese grossen Unterschiede, je nach dem Orte der Messung am Knotenblech.

Nur direkte Dehnungsmessungen der äusseren Fasern von Fachwerkstäben unmittelbar an den Stellen der Anschlüsse an die Knotenbleche geben Aufschluss über die Grösse und den Sinn dieser Nebenspannungen. Die Beobachtung der Knoten- und der Stabdrehwinkel ist zu sehr abhängig vom Orte der Messung und lässt daher die darauf fussende Bestimmung der Nebenspannungen als ganz unsicher erscheinen.

### *1. Nebenspannungen bei zentrischen Anschlüssen der Fachwerkstäbe.*

Führt ein Fachwerkstab um eines seiner Enden, also um einen Knoten eine der Belastung entsprechende Drehung aus, die in einfacher Weise dem der Belastung entsprechenden Williot'schen Verschiebungsplan, vorerst für das gelenkknotige Fachwerk, als Stabdrehwinkel $\psi$ entnommen werden kann, so dreht er, zufolge der festen Vernietung mit dem Knotenblech, dieses um den gleichen Betrag $\psi$, (vergl. Abb. 7).

Sind mehrere Stäbe unveränderlichen Trägheitsmomentes am Knotenblech zentrisch abgeschlossen, (Abb. 8), so wird das als starr vorausgesetzte Knotenblech eine entsprechend den verschiedenen Stabdrehwinkeln $\psi$ und Steifigkeitsgraden $\frac{J}{l}$ der einzelnen Stäbe, mittlere Lage, einzunehmen bestrebt sein. Diese mittlere Lage entspricht dem Knotendrehwinkel $\varphi_n$, die durch die einfache Beziehung

$$ {}_{1,c}\varphi_n = \frac{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \psi_{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} \qquad (5) $$

definiert ist und genau für das im Knotenpunkte $n$ zusammenlaufende Stabbüschel stimmt, wenn sämtliche Stäbe an den entgegengesetzten Enden gelenkig gelagert sind und der geringe Einfluss der Längs- und Querkräfte infolge der Nebenspannungsmomente vernachlässigt wird.

Diese Drehung ${}_{1,c}\varphi_n$ kann jedoch der Knoten $n$ nicht ausführen, ohne die Fachwerkstäbe zu verbiegen, und das gleiche gilt auch für alle in gleicher Weise bestimmten Knotendrehwinkel $\varphi_{n+1}$, ... bis $\varphi_{n+m}$ der Knoten $(n+1)$ bis $(n+m)$, die mit dem Knoten $n$ in Verbindung stehen.

Die Ablenkungswinkel der verbogenen Stabaxen nehmen die Grösse an

$$ {}_{1,c}\tau_{n,n+m} = {}_{1,c}\varphi_n - \psi_{n,n+m} \qquad (6) $$

In der ersten Bestimmung von ${}_{1,c}\varphi_n = \frac{\Sigma \psi \frac{J}{l}}{\Sigma \frac{J}{l}}$ ist der Einfluss der Ablenkungswinkel der entgegengesetzten Stabenden, also der in den Knoten $(n+1)$ bis $(n+m)$ endigenden, nicht enthalten. Jeder der Stäbe $n,(n+1)$ bis $n,(n+m)$ wirkt nun, wie das erste Mal der Stabdrehwinkel $\psi$, auf den Knoten $n$ mit Ablenkungswinkel $\frac{1}{2}\,{}_{1,c}\tau_{n+m,n}$ und aus den gleichen Gründen und unter gleichen Voraussetzungen ist (Abb. 9)

$$ {}_1\Delta_c\,\varphi_n = \frac{\sum_{n+1}^{n+m} \frac{1}{2}\,{}_{1,c}\tau_{n+m,n} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} \qquad (7) $$

Um diesen Betrag ist nun der erstgefundene Wert von ${}_{1,c}\varphi_n$ zu korrigieren, somit:

$$ {}_{2,c}\varphi_n = {}_{1,c}\varphi_n + {}_1\Delta_c\,\varphi_n \qquad (8) $$

Dieser neue Wert ${}_{2,c}\varphi_n$ gibt, bildet man die Differenz ${}_{2,c}\varphi_n - \psi_{n,n+m}$, verbesserte Ablenkungswinkel ${}_{2,c}\tau$, nämlich ${}_{2,c}\tau_{n,n+m} = {}_{2,c}\varphi_n - \psi_{n,n+m}$. Wiederholt man die Auswertung der Gleichung (7), unter Einsetzung der soeben gefundenen Werte ${}_{2,c}\tau_{n+m,n}$, so gelangt man zu

$$ {}_2\Delta_c\,\varphi_n = \frac{\sum_{n+1}^{n+m} \frac{1}{2}\,{}_{2,c}\tau_{n+m,n} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} \qquad (9) $$

und der nochmals verbesserte Knotendrehwinkel ist dann:

$$ {}_{3,c}\varphi_n = {}_{1,c}\varphi_n + {}_2\Delta_c\,\varphi_n \qquad (10) $$

Man erreicht je entsprechend der Steifigkeit der Stäbe, früher oder später, praktisch einen Stillstand der Werte $\Delta_c\varphi_n$, d. h. man hat den genauen Wert ${}_c\Phi_n$ für den Knotendrehwinkel erreicht und es ist dann:

$$ {}_{n+1,c}\varphi_n = {}_{1,c}\varphi_n + {}_n\Delta_c\,\varphi_n = {}_c\Phi_n \qquad (11) $$

Diese Gleichgewichtslage des Knotendrehwinkels ${}_c\Phi_n$ erfüllt dann die Bedingung $\Sigma M$ um den Knoten $= 0$.

### *2. Nebenspannungen infolge Exzentrizität der Stabschweraxen.*

Bei exzentrischer Anordnung der Stabaxen ergeben die Stabkräfte des gelenkförmigen Fachwerkes, in Bezug auf die Gelenkpunkte des theoretischen Trägernetzes, Momente $K_n$. Sind diese Momente $K_n$ für jeden Fachwerk-Knoten bekannt, so gestaltet sich die Berechnung der Knotendrehwinkel wie folgt:

Das Moment $K_n$ dreht ein Stabbüschel, das im Knoten $n$ zusammenläuft und an den entgegengesetzten Enden gelenkig gelagert gedacht wird, um den Winkel ${}_K\varphi_n$, (Abb. 10)

$$ {}_{1,K}\varphi_n = \frac{K_n}{3E \sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} = {}_{1,K}\tau_{n,n+m} \qquad (12) $$

Die so ermittelten Werte sind die Stammwerte der Knotendrehwinkel infolge Exzentrizität der Stabaxen. Die Berichtigung dieser Stammwerte erfolgt nun

in analoger Weise wie unter 1, nach Gleichung (7), nämlich

$$ {}_1\Delta_K\varphi_n = \frac{\sum_{n+1}^{n+m} \frac{1}{2}\, {}_{1,K}\tau_{n+m,n}\, \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} \qquad (13) $$

und man erhält

$$ {}_{2,K}\varphi_n = {}_{1,K}\varphi_n + {}_1\Delta_K\varphi_n $$
$$ {}_{n+1,K}\varphi_n = {}_{1,K}\varphi_n + {}_n\Delta_K\varphi_n $$

und schliesslich

$$ {}_{n+1,K}\varphi_n = {}_K\Phi_n \qquad (14) $$

Die nach dem unter 1 und 2 entwickelten Verfahren ermittelten Einflusslinien der Knotendrehwinkel der *Rhonebrücke Brig der Furkabahn* sind mit den nach der Methode von *Mohr* berechneten Einflusslinien fast genau übereinstimmend gefunden worden.

### 3. *Einfluss der unmittelbaren Belastung der Fachwerkstäbe auf die Nebenspannungen* [29]).

Erleidet irgend ein Fachwerkstab eine unmittelbare Belastung, so biegt er sich durch. Bei frei drehbarer Auflagerung nehme die elastische Linie des Fachwerkstabes an den Enden die Winkel (Endtangenten) $\varepsilon_{n,n+m}$ und $\varepsilon_{n+m,n}$ an. Betrachten wir nun den Winkel $\varepsilon_{n,n+m}$ (im Bogenmass ausgedrückt) als Erreger für die Drehung des Knotenpunktes $n$ und $\varepsilon_{n+m,n}$ für diejenige des Knotenpunktes $(n+m)$. Der Knoten $n$ wird nicht in vollem Masse der Drehung entsprechend $\varepsilon_{n,n+m}$ folgen, sondern analog der Ueberlegung für Gleichung (7), eine mittlere Lage entsprechend der Grösse

$$ {}_\varepsilon\varphi_n = \frac{\varepsilon_{n,n+m}\, \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} \qquad (15) $$

einnehmen (Abb. 11). Die Ablenkungswinkel für sämtliche in $n$ zusammenlaufenden Stäbe sind dieselben und betragen

$$ \tau_{n,n+m} = {}_\varepsilon\varphi_n , $$

und wiederholt man auch hier die Auswertung der Gleichung (7) unter Einsetzen der Werte ${}_\varepsilon\varphi_{n+m} = \tau_{n+m,n}$ so erhält man

$$ {}_1\Delta_\varepsilon\varphi_n = \frac{\sum_{n+1}^{n+m} \frac{1}{2}\, \tau_{n+m,n}\, \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} \qquad (16) $$

Der Stillstand der Werte $\Delta_\varepsilon\varphi_n$ ist ein Zeichen dafür, dass man den genauen Wert für den Knotendrehwinkel erreicht hat. Diese genauen Werte ${}_\varepsilon\Phi_n$ sind für die Ermittlung der Nebenspannung massgebend und sind somit in die Gleichung für die Endmomente

$$ M_{n,n+m} = \frac{2\,E\,J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}} \{2\,{}_\varepsilon\Phi_n + {}_\varepsilon\Phi_{n+m}\} \qquad (17) $$

einzusetzen. Nur für die unmittelbar belasteten Stäbe sind die den Ablenkungswinkeln $(\varepsilon_{n,n+m} - {}_\varepsilon\Phi_n)$ entsprechenden Einspannmomente mit den $M_0$-Momenten für den ursprünglich frei drehbar gelagert angenommenen Fachwerkstab sinngemäss zusammenzuzählen.

### 4. *Einfluss des veränderlichen Trägheitsmomentes der Fachwerkstäbe.*

Hat man die Nebenspannungsmomente unter der Annahme unveränderlichen Trägheitsmomentes der Fachwerkstäbe ermittelt, so geschieht deren Berichtigung infolge veränderlichen Trägheitsmomentes in nachstehender Weise:

Man ermittelt die elastische Linie der Fachwerkstäbe veränderlichen Trägheitsmomentes indem man die für unveränderliche Trägheitsmomente ermittelten Nebenspannungs-Momente auf sie wirken lässt. Der Unterschied in den Endtangenten ${}_v\tau_{n,n+m}$ für veränderliches Trägheitsmoment und ${}_c\tau_{n,n+m}$ für unveränderliches Trägheitsmoment spielt dann die Rolle des $\varepsilon_{n,n+m} = {}_v\tau_{n,n+m} - {}_c\tau_{n,n+m} = \Delta\tau_{n,n+m}$. Die Ermittlung dieses Einflusses erfolgt weiter nach der unter 3 gegebenen Regel, (Abb. 12).

Der erste Annäherungswert für die Drehung des Knotens $n$ beträgt:

$$ {}_i\varphi_n = \Delta\tau_{n,n+m}\, \frac{\frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} \quad . \quad . \quad (18) $$

### 5. *Einfluss der Wanderung der Schweraxe.*

Infolge der Wanderung der Schweraxe, die sich als Folge der Veränderlichkeit des Querschnittes (Stossdeckungen, Wind- und Querverbandanschlüsse) einstellt, wirkt die Axialkraft — Stabkraft des Fachwerkes — nicht durchwegs zentrisch in der Schweraxe, sondern teilweise auf Hebeln entsprechend der Verschiebung der Schweraxe. Ermittelt man nach Mohr die elastische Linie der so exzentrisch beanspruchten Fachwerkstäbe, so findet man auch hier wie unter 3 die Endtangenten $\varepsilon_{n,n+m}$ und $\varepsilon_{n+m,n}$ und das weitere Verfahren ist genau gleich dem unter 3 entwickelten (Abb. 13).

Der erste Annäherungswert für den Knotendrehwinkel ${}_s\varphi_n$ beträgt

$$ {}_s\varphi_n = \tau_{n,n+m}\, \frac{\frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}}{\sum_{n,n+1}^{n,n+m} \frac{J_{n,n+m}}{l_{n,n+m}}} \quad . \quad . \quad (19) $$

### 6. *Einfluss der durch die Momente der Nebenspannungen verbogenen Stabaxen bezw. Einfluss krummer Stäbe.*

An Stelle der Hebel infolge Wanderung der Schweraxe treten die Hebelarme herrührend von der infolge der Nebenspannungsmomente verbogenen Stab-Schweraxe oder die Hebelarme der krummen Stäbe bezogen auf die Stabsehne.

*W. Ritter* in Zürich und *Müller-Breslau* haben diese Einflüsse eingehend verfolgt und geben Formeln, ersterer auch sehr wertvolle Tabellen, sowohl für gezogene als auch für gedrückte Stäbe. Ganz besonders für gedrückte Stäbe wirkt sich dieser Einfluss spannungsvergrössernd aus und muss für gedrückte schlanke Stäbe, also geringeren Steifigkeitsgrades eingehender verfolgt werden. Die Voraussetzung unter welcher Ritter und Müller-Breslau die Ableitungen geben, nämlich dass sich die Endtangenten durch den Einfluss der die Momente erzeugenden Längskraft frei ändern können, dass also die Stabenden im Knotenblech nicht elastisch eingespannt sind, trifft nicht zu, und es werden infolge der elastischen Einspannung der Stäbe in den Knotenblechen und deren Widerstand gegen freie Drehbarkeit die nach dem *Verfahren der T. K. des V. S. B.* ermittelten Momente geringer, da das letzt erwähnte Verfahren

diese elastische Einspannung berücksichtigt. (Abb. 14). Da bei richtig dimensionierten Stäben diese Einflüsse gering sind, verliert der erwähnte Unterschied an Bedeutung.

*7. Einfluss der durch die Knotenbleche verkürzten theoretischen Stablängen und*

*8. Einfluss der Nachgiebigkeit der Knotenbleche.*

Ersterer Einfluss ist auf die Vergrösserung der Einspannmomente an den Stabenden einer der bedeutendsten. Bereits Prof. *Mesnager*[30]) in Paris, und in allerletzter Zeit die Ingenieure *Leitz*[31]) und *Tschalyscheff*[32]) haben sich mit dieser, die Einspannmomente vergrössernden Wirkung befasst. Während Leitz die Einspannmomente der Stabenden dadurch berücksichtigen will, dass er die an den Enden der theoretischen Stablängen errechneten Momente im umgekehrten Verhältnis der wirklich freien, also zwischen den Enden der Knotenbleche gemessenen Stablängen, zu den theoretischen Stablängen vergrössert, gehen Mesnager und Tschalyscheff von der bei Voraussetzung starrer, undeformierbarer Knotenbleche richtigeren Annahme aus, dass die Endtangenten an den theoretischen Stabenden wie errechnet verbleiben und dass der durch die Knotenbleche verkürzte Stab an den Anschlusstellen an die Knotenbleche in seiner Biegelinie diesen Tangenten folgen müsse. Dadurch ergibt sich in vielen Fällen eine ganz wesentliche Vergrösserung der Einspannmomente an den Ausgangs-Enden des freien Stabes.

Bezeichnet man mit $l$ die *theoretische Stablänge*, zwischen den theoretischen als Punkte gedachten steifen Knoten gemessen, und mit $l_k$ die *freie Länge* zwischen den Enden der wirklichen, starr vorausgesetzten Knotenbleche, so ergibt sich (Abb. 15):

$$\alpha_{n,\,n+m} = \tau_{n,\,n+m}\left\{1 + \frac{\lambda_n}{{}_n l_k}\right\} \qquad (20)$$

Die Voraussetzung, dass die Knotenbleche starr, undeformierbar sind, ist unrichtig. Wie bereits erwähnt, sind sie in hohem Masse elastisch deformierbar, wie die direkten Drehungsmessungen an den Knotenblechen der *Rhonebrücke der Furkabahn in Brig* und insbesondere die von Ingenieur *Wyss* durchgeführten zahlreichen Spannungs- und Neigungsmessungen an den Knotenblechen des „*Versuchsträgers Wyss*" bewiesen haben.

Die genaue theoretische Verfolgung dieser elastischen Nachgiebigkeit der Knotenbleche ist der verwickelten Verhältnisse wegen unmöglich, handelt es sich doch um die Deformation einer in den verschiedensten Richtungen beanspruchten Platte, die infolge der Stabanschlüsse nach jeder Richtung hin veränderliche Querschnitte aufweist. Nur durch sehr zahlreiche Messungen an den Anschluss-Stellen der Stäbe an die Knotenbleche wird man Anhaltspunkte über den Einfluss der elastischen Nachgiebigkeit der Knotenbleche schaffen, indem man die gemessenen Nebenspannungen mit den unter der Annahme gänzlich starrer Knotenbleche berechneten vergleicht.

Die bisherigen Versuche nach dieser Richtung hin lassen die Annahme zu, dass die Nachgiebigkeit der Knotenbleche und Nietanschlüsse angenähert dadurch berücksichtigt werden kann, dass man die auf die theoretischen Stabenden bezogenen berechneten Momente $M$ im Verhältnis der theoretischen Stablänge $l$ zur wirklichen freien Stablänge $l_k$ (zwischen den Enden der Knotenbleche gemessen) vergrössert und diese Momentenwerte ${}_\tau M_k = {}_\tau M \frac{l}{l_k}$ als an den Enden der freien Stablängen, also an den Anschlusstellen der Stäbe an die Knotenbleche, als wirkend annimmt[33]). (Abb. 16 und 17).

Dem Einflusse der elastischen Nachgiebigkeit der Knotenbleche und Stabanschlüsse kann in etwas schärferer, aber auch nur angenäherter Form durch nachfolgendes Verfahren Rechnung getragen werden.

Die auf die theoretischen Stabenden bezogenen und so berechneten Momente ${}_\tau M$, vergrössert man im Verhältnis der theoretischen Stablänge $l$ zu einer von den massgebenden Verhältnissen (Knotenblechform, Steifigheit der Fachwerkstäbe, Nachgiebigkeit der Stabanschlüsse, Beanspruchungsweise der Knotenbleche bezw. der Stäbe), abhängigen und dementsprechend einzuschätzenden Länge $l'_k$, und lasse die so berechneten Momente

$${}_\tau M'_k = {}_\tau M \frac{l}{l'_k}$$

an den Enden der eingeschätzten Länge $l'_k$ wirken. Diese eingeschätzte Länge $l'_k$ liegt zwischen der theoretischen Stablänge $l$ und der wirklich freien Länge des Stabes $l_k$ (zwischen den Enden der Knotenbleche gemessen).

Das einfachere Verfahren der Werte

$${}_\tau M_k = {}_\tau M \frac{l}{l_k}$$

gibt etwas grössere Nebenspannungsmomente.

Die Ermittlung der Momente

$${}_\tau M'_k = {}_\tau M \frac{l}{l'_k}$$

befriedigt mehr in rein theoretischer Beziehung, während die Bestimmung der Momente ${}_\tau M_k = {}_\tau M \frac{l}{l_k}$ praktische Vorzüge aufweist.

*9. Einfluss der Nebenspannungen auf die Hauptspannung und die Durchbiegungen des Fachwerkes.*

Der Einfluss der Nebenspannungen auf die Hauptspannungen und demzufolge auf die Durchbiegungen der Fachwerke ist in den meisten Fällen derart gering, dass man ihn vernachlässigen darf. Betrachtet man als statisch bestimmtes Grundnetz das Fachwerk selbst, jedoch in den Knoten durch völlig reibungslose Gelenke verbunden, und lässt auf dieses Grundnetz an den Enden sämtlicher Fachwerkstäbe die erstberechneten Einspannmomente infolge steifer Knoten angreifen, berechnet die diesen Momenten entsprechenden Auflagerdrücke (Querkräfte) für jeden Stab, vereinigt die in jedem Fachwerkknoten wirkenden Auflagerdrücke zu einer Gesamtkraft, *Zusatz-Knotenlast*, lässt die so ermittelten Gesamtkräfte als äussere Kräfte auf das gelenkartige Fachwerk wirken und bestimmt die zugehörigen Stabkräfte, so sind diese Kräfte die Zusatzkräfte des Fachwerkes infolge der steifen Knotenverbindungen. (Abb. 18).

Für die meisten richtig durchgebildeten Fachwerke genügt es, nur die erstberechneten Einspannmomente, entsprechend den Deformationen des gelenkartigen Fachwerkes, zu berücksichtigen. Nur bei Fachwerken, die bedeutende Nebenspannungen aufweisen, wird eine zwei- oder mehrmalige Korrektur erforderlich sein.

Der Beweis für die Richtigkeit des beschriebenen Verfahrens ergibt sich auch aus der nachfolgenden Ueberlegung:

Da die Summe der Nebenspannungsmomente um jeden, und demzufolge auch für die Gesamtheit der Fachwerkknoten = o ist, muss auch die Resultante der in den Fachwerkknoten auf die beschriebene Weise er-

mittelten und wirkenden Zusatzknotenlasten = o sein. Die Wirkung der Nebenspannungsmomente, welche wir als äussere, auf das gelenkknotige Fachwerk wirkende Kräfte auffassten, ändert am Gleichgewichtszustande des Fachwerkes als Ganzes nichts. Die Stabkräfte halten sich mit den äussern Lasten im Gleichgewicht; die Stäbe sind genau entsprechend dem steifknotigen Fachwerk verbogen und die Summe der Momente an den Stabenden um jeden Knoten ist = o. Die innern Kräfte und Deformationen dieses gelenkartigen Fachwerkes aber entsprechen genau dem Spannungszustande und der Formänderung des steifknotigen Fachwerkes. Der Einfluss der Knotensteifigkeit auf die Stabspannkräfte lässt sich somit durch einen den Zusatzknotenlasten entsprechenden Kräfteplan bestimmen.

Der den Zusatzkräften entsprechende Williot'sche Verschiebungsplan gibt folglich den Einfluss der Knotensteifigkeit auf die Durchbiegung in einer beliebigen Richtung. Die Richtigkeit dieses Verfahrens lässt sich mittels der allgemeinen Arbeitsgleichung nachweisen.

### *10. Einflusslinien der Nebenspannungen* [34]).

Die Einflusslinie für ein Nebenspannungsmoment $M$ ist nach *R. Land* gleich der Durchbiegungslinie des Lastgurtes für die gegenseitige Drehung der Querschnittenden = 1 des an der betreffenden Stelle durchschnitten gedachten Stabes $n$, $n+m$ wo $M$ wirkt, dabei dürfen aber keine anderen gegenseitigen Bewegungen der Enden des Schnittes stattfinden, als die gegenseitige Drehung = 1, (Einheit in Bogenmass ausgedrückt). Die praktische Auswertung dieses Satzes, die Ermittlung der Durchbiegungen des Lastgurtes für den Zustand: gegenwärtige Drehung der Querschnittenden der Schnittstelle = 1, ist aber verwickelt und zeitraubend.

Die *T. K. des V. S. B.* hat zur Ermittlung der Einflusslinie für ein Nebenspannungsmoment eines steifknotigen Fachwerkes folgenden Weg eingeschlagen.

Nach Mohr ist für Stäbe konstanten $J$-Wertes;

$$M_{n,\,n+m} = \frac{2\,E\,J_{n,\,n+m}}{l_{n,\,n+m}} \{2\,\varphi_n + \varphi_{n+m} - 3\,\psi_{n,\,n+m}\} \quad (21)$$

Die Einflusslinie für $M$ ist somit bestimmt, sind die Einflusslinien des Stabdrehwinkels $\psi_{n,\,n+m}$ und der Knotendrehminkel $\varphi_n$ und $\varphi_{n+m}$ bekannt. Da nach Maxwell-Mohr die Biegelinie der lotrechten Durchbiegungen für irgend einen Belastungszustand $M = 1$ die Einflusslinie für die Drehung der Stelle, auf welche $M = 1$ wirkt, für lotrechte Belastung ist, so bedarf es nur der Ermittlung der Durchbiegungslinien für drei Belastungszustände $M = 1$, nämlich:

1. $M = 1$ an den Enden des Stabes als Kräftepaar winkelrecht zur Stabaxe wirkend; die Durchbiegungslinie aus diesem Belastungszustand ist die Einflusslinie des Stabdrehwinkels $\psi_{n,\,n+m}$.

2. $M = 1$ als äusseres Moment am Knotenblech $n$ wirkend und

3. $M = 1$, als äusseres Moment am Knotenblech $n+m$ wirkend. Die den beiden letzten Belastungszuständen entsprechenden Durchbiegungslinien geben die Einflusslinien der Knotendrehwinkel $\varphi_n$ und $\varphi_{n+m}$ [35]).

Die genaue Ermittlung der Biegelinie des Lastgurtes für den Belastungszustand $M = 1$, als Kräftepaar an den Stabenden des gelenkknotigen oder steifknotigen Fachwerkes wirkend, geschieht am zweckmässigsten an Hand eines Williot'schen Verschiebungsplanes, während die Biegelinien für die Zustände $M = 1$, als äussere Momente an den Knotenblechen selbst wirkend, folgender Ueberlegung bedürfen.

Für den ersten Nährungswert setze man voraus, dass die entgegengesetzten Enden der Stäbe des im Knoten $n$ zusammenlaufenden Stabbüschels gelenkig gelagert seien, bestimme die an den gelenkigen Enden wirkenden Längs- und Querkräfte und lasse dieselben als äussere Kräfte am gelenkartigen Fachwerk wirken. Die aus diesem Belastungs-Zustande sich ergebende Biegelinie des Lastgurtes ist die gesuchte Einflusslinie des Knotendrehwinkels. Da es sich aber genau genommen um die Biegelinie des steifknotigen Fachwerkes handelt, so müsste noch der Einfluss der Knotensteifigkeit auf die Durchbiegung auch der sämtlichen übrigen Knotenpunkte berücksichtigt werden. Dieser Einfluss ist aber bei Fachwerken richtiger konstruktiver Ausbildung, wie unter Punkt 9, nachgewiesen, sehr gering und darf vernachlässigt werden.

Die Bestimmung der an den gelenkig gelagert gedachten Enden des Stabbüschels wirkenden Kräfte ergibt sich aus folgender Ueberlegung:

Ein Stabbüschel mit $m$-Stäben ist $2\,m - 3$-fach statisch unbestimmt. Für das statisch bestimmte Grundnetz werden überall, also auch für das Knotenblech, welches die Stäbe im Knoten $n$ vereinigt, Gelenke angenommen und analog der Ueberlegung unter Punkt 9 jeweils die Momentenanteile des Gesamtmomentes $M$ für die einzelnen Stäbe

$$M_{n,\,n+m} = M \frac{\dfrac{J_{n,\,n+m}}{l_{n.\,n+m}}}{\sum_{n,\,n+1}^{n,\,n+m} \dfrac{J_{n,\,n+m}}{l_{n,\,n+m}}} \quad (22)$$

als äussere auf das Stabbüschel wirkende Kräfte aufgefasst. Diese Momente $M_{n,\,n+m}$ erzeugen an den Stabenden, im Knotenpunkt $n$ selbst und an den anderen gelenkig gestützt gedachten Enden, Querkräfte von der Grösse $\dfrac{M_{n,\,n+m}}{l_{n,\,n+m}}$. Es sind denn nur noch die Axialkräfte der Stäbe zu bestimmen, welche durch die resultierende Wirkung der in Knoten $n$ vereinigten Querkräfte entstehen, wodurch das Problem nur noch als $(m-2)$-fach statisch unbestimmt erscheint, z. B. für ein Stabbüschel mit 5 Stäben von einer $(2\,m-3) = 7$-fachen statischen Unbestimmtheit, als nur $(m-2) = 3$-fach statisch unbestimmt.

Sind die Stäbe des Fachwerkes in den Knoten nicht zentrisch zusammengeführt, so ist in gleicher Weise der Einfluss der Exzentrizitätsmomente zu bestimmen. Dann treten zum Momente $M = 1$ noch hinzu die Momente $K_n$, wachgerufen durch die Exzentrizität der Stabkräfte infolge $M = 1$.

## III. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.

Prof. *K. Culmann*[5]) am Polytechnikum in Zürich hatte im Jahre 1852 den Mut, die Berechnung steifknotiger Fachwerke auf solche mit reibungslosen Gelenken zurückzuführen.

Dem französischen Ingenieur *Dupuy*[19]) in Paris gelang es als ersten in den Jahren 1876/78 durch Spannungsmessungen mit dem von ihm erfundenen Dehnungsmesser das Vorhandensein von Nebenspannungen in steifknotigen Fachwerken zu konstatieren. Fast gleichzeitig mit Dupuy befasste sich Prof. *Fraenkel*[20]) in Dresden in den Jahren 1881/87 eingehend mit Spannungsmessungen an Brücken. Er ersann im Jahre 1881, unabhängig von Dupuy, den Dehnungsmesser *Fraenkel-Leuner*[36]) und bestätigte durch Messungen

das Vorhandensein von Nebenspannungen in den Gurt- und Wandgliedern steifknotiger Fachwerke.

In diese Zeit (1878) fällt auch die grundlegende theoretische Lösung des Problems dieser Nebenspannungen durch Prof. *Manderla*[7]) in München.

Ing. *Gerber*[37]) verliess im Jahre 1881, nachdem die Messungen Fraenkels Nebenspannungen steifknotiger Fachwerke bis zu 30% der Grundspannungen nachwiesen, die steifen Knotenpunktverbindungen und griff zu Knotenpunktausbildungen mit Gelenkbolzen.

Im Jahre 1883 unternahm Manderla[21]) Libellenmessungen an der von Gerber mit Gelenkbolzen erbauten Brücke bei Waltenhofen und stellte fest, dass auch Gelenkbolzenverbindungen Nebenspannungen zur Folge haben und fand die Reibungsziffer für Gelenkbolzen zu $\mu = 0{,}21 - 0{,}31$. (M=S. r. $\mu$).

Diese Tatsache veranlasste Gerber die gelenkbolzenartige Knotenpunktausbildung von Fachwerkträgern zu verlassen und wieder zur steifknotigen Verbindung zurückzukehren.

In den Jahren 1879 bis 1910 folgten theoretische Arbeiten deutscher Ingenieure über die Berechnungsweise der Nebenspannungen steifknotiger Fachwerke, so von *Engesser*[8]) (1879), *Asimont*[9]) (1880), *Winkler*[10]) (1881), *H. Müller-Breslau*[12]) (1885), *Th. Landsberg*[13]) (1886). *O. Mohr*[14]) (1892) und *W. Gehler*[16]) (1910).

In der Schweiz gab Prof. *W. Ritter*[11]) am Eidgenössischen Polytechnikum in Zürich bereits im Jahre 1885 ein graphisches Verfahren an, und in Frankreich behandelte Ing. *Jacquier*[15]) im Jahre 1893 eingehend diesen Gegenstand.

Die ersten systematischen Messungen unter Beachtung der inzwischen gewonnenen theoretischen Gesichtspunkte unternahmen die französischen Ingenieure Prof. *Rabut*[38]) und Prof. *Mesnager*[22]) in Paris, insbesondere letzterer in den Jahren 1892 bis 1899.

Prof. *Gehler*[16]) in Dresden führte als erster 1905/1906 systematische Knotendrehwinkel-Messungen aus, mit dem Ziele, aus diesen Werten und den gemessenen Stabdrehwinkeln die Grösse der Nebenspannungen zu berechnen.

Die amerikanischen Brückeningenieure schenken in der letzten Zeit der Untersuchung dieser Nebenspannungen die grösste Aufmerksamkeit und berechnen sie in der Regel nach Annäherungsverfahren[39]). Auch werden sie beim Bau der grossen Brücken berücksichtigt[24]) [25]) [26]).

Den Nebenspannungen steifknotiger Fachwerke wurde somit in der letzten Zeit, insbesondere vom Gesichtspunkte aus, durch konstruktive Massnahmen die Grösse dieser Nebenspannungen in angemessenen Grenzen zu halten, in Theorie und Praxis, grosse Beachtung zu teil[40]).

In der Schweiz befasste sich die *Technische Kommission des Verbandes schweizerischer Brückenbauanstalten*[41]) in den Jahren 1917–1922 eingehend mit dieser Frage, verfolgte diese Nebenspannungen durch umfangreiche Beobachtungen und ergänzte dieselben durch gründliche Berechnungen. Das Ergebnis dieser Untersuchungen ist in der vorliegenden Arbeit niedergelegt.

Das Verfahren der T. K. des V. S. B. zur Berechnung der Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunktverbindungen der eisernen Fachwerkbrükken, von Prof. *M. Roš* stammend, gültig für Spannungszustände innerhalb der Proportionalitätsgrenze, welches aber auch auf den Bereich über dieselbe hinaus ausgedehnt werden kann, berücksichtigt getrennt, für einen beliebigen Belastungszustand, alle massgebenden Umstände, wie Exzentrizität der Stabschweraxen, unmittelbare Belastung der Fachwerkstäbe, veränderliches Trägheitsmoment, Wanderung der Schweraxe, den Einfluss der Verkürzung der theoretischen Stablänge durch die Knotenbleche und angenähert den Einfluss der Nachgiebigkeit der Knotenbleche und Stabanschlüsse[42]).

Die Ergebnisse der Untersuchungen beziehen sich einerseits auf rein theoretische Fragen und ganz besonders auf Durchbiegungs-, Drehungs- und Spannungsmessungen, welche alle so scharf als möglich nachgerechnet, und mit den Messungsergebnissen verglichen wurden.

Es wurde grösster Wert darauf gelegt, stets gleichzeitig mit den Spannungsmessungen auch einige charakteristische Messungen der elastischen Formänderungen des Tragwerkes durchzuführen, wie lotrechte und wagrechte Verschiebungen, sowie Drehungen von Fachwerkstäben, insbesondere bezüglich der in der Fahrbahnebene liegenden Hauptträgergurtungen und schliesslich der Fahrbahn selbst. (Abb. 35, 36, 39, 49, 50 und 53). Diese ergänzenden Messungen geben nämlich oft Aufschluss über Messergebnisse die man auf den ersten Blick und auf Grund üblicher Anschauung als Anomalie anzusprechen geneigt ist. Die Messungen wurden gewöhnlich mit Lastgruppen oder einer Einzellast[43]) jeweilen in bestimmter Laststellung, vorgenommen, um Einflusslinien oder Summeneinflusslinien zu erhalten. (Abb. 21, 22, 23, 24, 30, 31 u. 32). Hiebei waren die Messapparate öfters über den ganzen Umfang der Stabquerschnitte, und zwar an den Stabenden sowohl, als auch in mehreren Schnitten über die Stablänge verteilt, sowie in Schnitten um einen Fachwerkknoten angeordnet. (Abb. 27, 42, 44, 47, 58 und 61). Die Messungen selbst wurden zum Teil in Zeitabschnitten von mehreren Jahren wiederholt. (Abb. 40 und 47).

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Spannungen bezieht sich nur auf die Auswirkung ruhender Lasten, somit auf statische Belastungen.

Die wichtigsten Folgerungen sind:

I. Nur direkte Dehnungsmessungen an den Stellen der Anschlüsse der Fachwerkstäbe an das Knotenblech, möglichst über den ganzen Stabquerschnitt ausgedehnt, geben Aufschluss über die Grösse und den Sinn dieser Nebenspannungen[44]). (Abb. 22, 23, 24, 47, 58 u. 61). Die Beobachtung der Knoten- und der Stabdrehwinkel ist zu sehr abhängig vom Orte der Messung und lässt die darauf fussende Bestimmung der Nebenspannungen als ganz unsicher erscheinen. (Abb. 21 und 30).

II. Die gemessenen Werte dieser Nebenspannungen stimmen bei allen reinen und konstruktiv richtig durchgebildeten Fachwerken mit den genau nachgerechneten, befriedigend und öfters sehr gut überein (Abb. 22, 23, 24, 32, 37, 40, 42, 44, 55, 58, 61 u. 65).

III. Sämtliche gemessenen Spannungen, als Spannungs-Diagramme über den einzelnen Stabquerschnitten betrachtet, weisen Nebenspannungen nach den beiden Schwerachsen auf (Abb. 22, 23, 24). Dieses Versuchsergebnis entspricht der Tatsache, dass die Fachwerkstäbe nicht nur Glieder der steifknotigen, lotrechten Hauptträger, sondern auch gleichzeitig Gurtungen von fachwerkartigen, wagrechten Verbänden sind und schliesslich auch zu Querverbänden und Querrahmen gehören. Diese Nebenspannungen winkelrecht zur Ebene der Hauptträger sind in den meisten Fällen gering, können aber, insbesondere bei den Obergurten von Trogbrücken, die Grösse der Nebenspannungen steifknotiger

Fachwerke erreichen, ja übertreffen (Abb. 32 und 37). Nachrechnungen, auch nach dieser Richtung, ergaben Uebereinstimmung zwischen Theorie und Messung. (Abb. 28).

IV. Je unklarer die Gliederung des Tragsystems, je verwickelter das Kräftespiel, je weniger stetig der Verlauf der massgebenden Biegelinie und je geringer die Schlankheit der Stäbe, desto mehr weichen die gemessenen Nebenspannungen von den berechneten ab. (Abb. 47, 63 und 65).

V. Die Annahme, die Stäbe eines Fachwerkes seien bei den Rändern der Knotenbleche fest eingespannt und demzufolge seien die rechnerisch ermittelten, an den theoretischen Stabenden wirkenden Momente derart zu vergrössern, dass der durch die Nebenspannungsmomente verbogene Stab auch an den Anschlusstellen an die Knotenbleche entsprechand den berechneten Tangentenrichtungen verbogen sein müsse, ist nicht zutreffend. Diese Annahme ist zu ungünstig, da sie der Nachgiebigkeit der Knotenbleche und Stabanschlüsse nicht Rechnung trägt.

VI. Der Einfluss der Nachgiebigkeit der Knotenbleche und Stabanschlüsse lässt sich, da dies in genauer Weise unmöglich ist, nur angenähert dadurch berücksichtigen, dass man die an den theoretischen Stabenden berechneten Momente im umgekehrten Verhältnis der wirklich freien (zwischen den Knotenblechen gemessenen) zur theoretischen Stablänge vergrössert und diese Werte als an den Anschlusstellen des Stabes an die Knotenbleche wirkend annimmt[33]). (Abb. 37 und 61).

VII. Exzentrizitäten in der Zusammenführung der Stabschweraxen in den theoretischen Knotenpunkten wirken fast stets vergrössernd auf die Momente der Nebenspannungen. Nur in seltenen Fällen lässt sich durch eine exzentrische Zusammenführung der Fachwerkstäbe eine Verminderung der Nebenspannungen erreichen. Exzentrizitäten der Stabschweraxen sind daher zu vermeiden. Ist aus konstruktiven Gründen eine genaue Zentrierung der Stabschweraxen nicht möglich, so lässt sich stets eine derartige Zusammenführung der Stabaxen erreichen, dass, entsprechend der ungünstigen Belastung, keine exzentrischen Wirkungen der Stabkräfte auftreten. (Abb. 57 und 60).

Die fest vernieteten, steifen Knotenpunkte wirken stets in günstigem Sinne, die Momente verteilend, die Spannungen vermindernd. Bei Stäben z. B., deren Schweraxen exzentrisch zu den Axen des theoretischen Netzes liegen, werden die Kräfte, dank den Momenten aus steifen Knotenpunkt-Verbindungen, immer gegen die Stabschweraxen hin verschoben. Das Gesetz von der Selbsthülfe und der lastverteilenden Wirkung gelangt hier in ausgesprochener Weise zur Geltung.

VIII. Ueberschreiten infolge der steifen Knotenverbindungen die Beanspruchungen in den äussersten Randfasern der Stäbe, beziehungsweise in den Anschlüssen der Stäbe an die Knotenbleche die Proportionalitätsgrenze, so nehmen die Nebenspannungen, insbesondere nach der Ueberschreitung der Elastizitäts- beziehungsweise Fliessgrenze rasch ab, das heisst, sie wachsen nicht mehr proportional mit den Hauptspannungen. Die Nebenspannungen sind daher erst bei einer Ueberanstrengung der äussersten Stabfasern nicht mehr für den Bestand des Fachwerkes ausschlaggebend; demzufolge ist aber auch die übliche Verminderung der freien Knicklänge, insbesondere für die durchgehenden Gurtungen, weniger indessen für die Wandglieder, auf 0,8 der theoretischen Stablänge nicht gerechtfertigt, mit Ausnahme der durch die Nebenspannungs-Momente S-förmig verbogenen Stäbe. Nur bei Gegenkrümmungen der Stabaxen infolge der Nebenspannungsmomente erhöht sich die Tragfähigkeit gegen Ausknicken und nur für solche Stäbe ist die Annahme einer geringeren Knicklänge als der theoretischen Stablänge zulässig. Für alle nicht stets S-förmig verbogenen Stäbe sollte als Knicklänge die theoretische Stablänge eingeführt werden. (Abb. 26.)

IX. Von grösster Bedeutung ist eine steife, durchgehende und lastverteilende Ausbildung des Fahrbahnrostes und zwar nicht nur wegen der stossvermindernden Wirkung, sondern auch zur Erzielung kleinerer Durchbiegungen und daher geringerer Nebenspannungen steifknotiger Fachwerke. Dies ist ganz besonders dann wichtig, wenn die Einflusslinien der Stabkräfte einmaligen oder wiederholten Spannungswechsel aufweisen. (Abb. 40 und 46).

X. Bei klarer Fachwerkgliederung, zweckmässiger Wahl möglichst hoher Hauptträger zentrisch zusammen geführten Stäben und Schlankheitsverhältnissen in der Trägerebene von ungefähr 60÷15, bei nicht zu geringer Steifigkeit der Stäbe in der winkelrecht zum Hauptträger liegenden Ebene, sowie bei konstruktiv richtig ausgebildeten, vernieteten Knotenpunkten, bewegen sich diese Nebenspannungen innerhalb annehmbarer Grenzen[45]). Die massgebenden Nebenspannungen gleichen Vorzeichens wie die Hauptspannungen, erreichen dann im Durchschnitt Grösstwerte von 15÷20 % der heute üblichen, zulässigen Hauptspannungen[46]). (Abb. 26, 42, 57, 58, 60, 61, 63 und 66).

Derart durchgebildete Fachwerke entsprechen am besten der Anforderung möglichst geringer Nebenspannungen, wobei gleichzeitig die grösste Steifigkeit gewonnen wird.

Der Einfluss der Knotensteifigkeit auf die Hauptspannkräfte und die Durchbiegungen der gelenkförmig berechneten Fachwerke darf unter den vorstehenden Bedingungen vernachlässigt werden.

## Anmerkungen:

[1]) Vorsitzender: Prof. Dr. *M. Roš*, Zürich; Mitglieder: Ing. *A. Bühler*, Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der S. B. B., Bern; Ing. *F. Hübner*, Kontrollingenieur für Brücken beim Schweizerischen Eisenbahndepartement, Bern; *F. Ackermann*, Oberingenieur der A.-G. Th. Bell & Cie., Luzern-Kriens.

Dieser Bericht ist ein ergänzter Auszug aus dem Originalbericht der Gruppe V der T. K. V. S. B. vom Juni 1922; im Selbstverlag der T. K. V. S. B. mit 90 Tafeln erschienen. Siehe auch Schweiz. Bauzeitung, Band LXXX, 1922, Seite 168 und folgende.

[2]) In der Schweiz, in Zürich, wo die Wiege der Theorie gelenkartiger Fachwerke stund, liess man sich nie zum Bau von Fachwerken mit Bolzengelenken verleiten.

Vor ca. 20 Jahren, als man den Nebenspannungen infolge Nichterfüllung von Annahmen grosse theoretische Beachtung beimass und ohne sich durch Versuche und Beobachtungen von der wirklichen Grösse dieser Nebenspannungen zu überzeugen, zur gelenkartigen Lagerung der Quer- und Längsträger überging und getrennte Fahrbahnroste ausführte, verhielten sich die schweizerischen Brückenkonstrukteure gegenüber dieser Neuerung zurückhaltend und zogen eine durchgehende Ausbildung der Fahrbahn mit steifen Anschlüssen vor. Sie erkannten, dass die Vorteile der Lastverteilung und Steifigkeit wohl durch örtliche Nebenspannungen erkauft werden müssen, dass aber der dynamische Einfluss bewegter Lasten wesentlich vermindert und der Unterhalt einfacher wird.

[3]) Diese in den Jahren 1858/62 von Bonzon & Fils in Yverdon (Kanton Waadt) erbaute Eisenbahnbrücke der S. B. B., Linie Lausanne-Villeneuve, ist in den Jahren 1922/23 durch einen Steinviadukt ersetzt worden. Die Hauptträger waren durchlaufende Blechbalken über vier Oeffnungen mit Stützweiten von 35 – 45,7 – 45,7 – 35 m.

[4]) Die Brücke wurde im Jahre 1859 erstellt, und im Jahre 1897 durch Bogen verstärkt. Die Hauptträger weisen ein 16-faches Gitterwerk auf, das engste in der Schweiz.

[5]) *K. Culmann* dürfte durch seine Amerika- und England-Reise, worüber er in der Förster'schen Allgemeinen Bauzeitung (Jahrgänge XVI und XVII) Bericht ablegte, durch Whippel (1847) und Neville-Warren (1846/49) zum reinen Fachwerkbau angeregt worden sein.

[6]) *A. Rohn*, „Beziehungen der Baustatik zum Brückenbau" Schweiz. Bauzeitung, Band LXX, 1917, Seite 155.

[7]) Jahresbericht der Technischen Hochschule in München, 1878/79 Seite 18. *H. Manderla*, „Die Berechnung der Sekundärspannungen welche im einfachen Fachwerk infolge starrer Knotenpunktsverbindungen auftreten". Allgemeine Bauzeitung 1880.

[8]) *Fr. Engesser*, „Ueber die Durchbiegungen von Fachwerkträgern und die hierbei auftretenden zusätzlichen Spannungen", Zeitschrift für Baukunde, 1879, Seite 590. „Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken", II. Teil, Berlin, J. Springer, 1893. „Ueber die Nebenspannungen der Fachwerkstäbe bei steifen Knotenverbindungen", Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 1888, S. 813.

[9]) *G. Asimont*, „Hauptspannung und Sekundärspannung", Zeitschrift für Baukunde, 1880, Seite 27.

[10]) *E. Winkler*, „Theorie der Brücken", Heft II, Kapitel 15, „Einfluss fester Verbindungen", Seite 276 – 347.

[11]) *W. Ritter*, „Die sekundären Spannungen in Fachwerken", Schweiz. Bauzeitung, Band V, Seite 65, 1885. „Anwendungen der graphischen Statik", II. Teil, Das Fachwerk, Seite 171 – 208, Zürich, A. Raustein, 1890.

*Ritter* rechnete die Haupt- und Nebenspannungen nachfolgender Schweiz. Brücken nach seiner Methode nach:

1886 der *Inschi-Alpbachbrücke der S. B. B.*, Gotthardlinie, mit und ohne Berücksichtigung der Exzentrizitäten und für an den Kreuzungsstellen vernietete und unvernietete Diagonalen.

Die nicht unbedeutenden Exzentrizitäten, sowie die Vernietung der Diagonalen an den Kreuzungsstellen, erhöhen ganz wesentlich die Nebenspannungen des steifknotigen Fachwerkes.

1891 der eingestürzten und für die Geschichte des schweizerischen Brückenbaues so bedeutungsvoll gewordenen *Eisenbahnbrücke über die Birs bei Mönchenstein*, der ehemaligen Jura-Simplon-Bahn, für ständige und Verkehrslast mit und ohne Berücksichtigung der Exzentrizitäten der Stabschweraxen.

Die exzentrische Lage der Stabschweraxen ruft insbesondere in den Endknotenpunkten des Obergurtes des Trapezträgers von 42 m Stützweite sehr hohe Nebenspannungen hervor.

*W. Ritter* und *L. Tetmajer*, „Bericht über die Mönchensteiner Brücken-Katastrophe, dem Vorsteher des Schweizerischen Post- und Eisenbahndepartementes erstattet von den technischen Experten", Seite 19 und Blatt 12, Zürich, Zürcher & Furrer, 1891.

Die *Haupt- und Nebenspannungen* der 1874 von Ott & Cie. in Bern erbauten alten *Eisenbahnbrücke* der ehemaligen Jura-Bern-Luzern-Bahn *über die Emme bei Wolhusen*, wurden 1894 von den Ingenieuren *Elskes* und Prof. *F. Schüle*, rechnerisch nach *Engesser* und graphisch nach *Ritter*, für die Belastung einer Brückenhälfte durch gleichmässig verteilte Verkehrslast, berechnet. Die Brücke, ein Trapezträger von 47,905 m Stützweite mit einfacher Netzwerkgliederung der Hauptträger, wurde 1894 bis zum Bruche belastet.

Die hohen Beträge der Nebenspannungen rühren von den grossen Exzentrizitäten der Stabschweraxen her.

*F. Schüle*, „Rapport sur les Epreuves de Charge jusqu'à Rupture de l'ancien Pont sur l'Emme à Wolhusen". Pages 11, 15, 17, 25, 26 et 27. Publié par le Département Fédéral Suisse des Postes et des Chemins de Fer, 1895, Staempfli & Cie., Berne.

[12]) *H. Müller-Breslau*, „Zur Theorie der Biegungsspannung in Fachwerken", Allgem. Bauzeitung, Seite 85 und 97. „Zur Theorie der Biegungsspannungen in Fachwerkträgern". Zeitschrift des Arch.- und Ing.-Vereins zu Hannover, 1886, Seite 399. „Die graphische Statik der Baukonstruktionen". Band II, Abteilung 2, Leipzig 1908, A. Kröner, Seite 269, 308.

[13]) *Th. Landsberg*, „Beitrag zur Theorie der Fachwerke", Zeitschrift des Arch.- und Ing.-Vereins zu Hannover. 1885, Seite 362 und 1886, Seite 159. „Zusatzspannungen infolge starrer Knotenverbindung", Festschrift H. Müller-Breslau, Seite 121, Verlag Kröner, 1912.

[14]) *O. Mohr*, „Die Berechnung des Fachwerks mit starren Knotenverbindungen", Zivil-Ingenieur, 1892, Seite 577, und 1893, Seite 67. „Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik", Seite 420 bis 431, Berlin 1906, W. Ernst & Sohn. „Beiträge, nur Theorie des Fachwerks", Eisenbau, 1910, Seite 2 und 93. „Die Berechnung der Nebenspannungen in Fachwerken mit steifen Knotenverbindungen", Eisenbau, 1912, Seite 181.

[15]) „Annales des Ponts et Chaussées". 1893.

[16]) *W. Gehler*, „Die Ermittlung der Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken", Berlin, 1910, W. Ernst & Sohn.

[17]) *F. Hartmann*, Wien, „Ueber die Erhöhung der zulässigen Material-Inanspruchnahme eiserner Brücken", Zeitschrift des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, 1919, Heft 30, 33, 37, 41, 45, 49.

[18]) *E. Patton*, „Berechnung von gegliederten Fachwerkträgern mit starren Knotenverbindungen", Moskau 1901 (in russischer Sprache). „Beitrag zur Berechnung der Nebenspannungen infolge starrer Knotenverbindungen bei Brückenträgern", Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, 1901.

[19]) „Annales des Ponts et Chaussées", Tome 14, page 381. „Annales des Ponts et chaussées, 1896, Seite 408.

[20]) *W. Fraenkel*, „Der Dehnungszeichner", Zivil-Ingenieur, 1881, Seite 250, und 1882, Seite 192. „Ueber einige Versuche mit dem Dehnungszeichner", Zivil-Ingenieur, 1883, Seite 384. „Der Durchbiegungszeichner und seine Verwendung allein und in Verbindung mit dem Dehnungszeichner", Zivil-Ingenieur, 1884, Seite 465. „Spannungs- und Formänderungsmessungen an dem eisernen Pendelpfeiler-Viadukte über das Oschützta bei Weida", Zivilingenieur, 1887, Seite 439.

[21]) *H. Manderla*, „Ueber die Wirkungsweise gelenkförmiger Knotenverbindungen", Allgemeine Bauzeitung, 1886, Seite 9, 20, 32 und 37.

[22]) *M. Mesnager*, „Note sur les fatigues réellet et les fatigues calculées dans un pont à grandes mailles", Annales des Ponts et Chaussées, 1999, 2e trimestre, page 223 – 251.

[23]) *F. Ackermann*, „Die Rheinbrücke der Albulabahn bei Thusis" Schweiz. Bauzeitung, Band XXXIX, 1902, Seite 157 u. ff.

*Die Rheinbrücke bei Thusis* der Rhätischen Bahnen wurde im Jahre 1901 von der A.-G. Th. Bell & Cie., Kriens-Luzern, nach dem Entwurf von Oberingenieur *Ackermann* erbaut. Die 81,9 m weit gestützte Brücke ist wegen der eigenartigen Gliederung der

Hauptträger, eines zweifachen Netzwerkes mit Mittelpfosten von statischer Bestimmtheit und der durchgehenden, längsbeweglich gelagerten Schwellenträger, sowie wegen des Fehlens der Querkreuze zwischen dem oberen und unteren Windverbande bemerkenswert. Ing. Ackermann war bereits 1901 bestrebt, durch die auf Abb. 46 dargestellten Vorkehrungen beim Zusammenbau der Hauptträger, die Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunktverbindungen für die ständige Last zu mildern.

[24]) Die Sciotoville-Brücke in Amerika ist ein durchlaufender Fachwerkbalken auf drei Stützen und wurde 1913–1916 erstellt. Man war bestrebt, die Nebenspannungen des steifknotigen Fachwerkes für die ganze ständige und halbe Verkehrslast beim Zusammenbau auf der Baustelle durch Verbiegung der Fachwerkstäbe vermittelst hydraulischer Pumpen zu verringern.

Engineering News Record, 10. Januar 1918, „Probleme und allgemeine Montagemethoden beim Bau der Sciottoville-Brücke".

[25]) Die St. Lawrence-Ausleger-Brücke bei Quebec ist die weitest gespannte Brücke der Welt. Sie besitzt Stützweiten von 156,97 – 548,6 – 156,97 m und wurde in den Jahren 1914–1917 erstellt. Die Hauptträger weisen teilweise fest vernietete, teilweise gelenkig angeschlossene Fachwerkstäbe auf. Bei der Wahl des Hauptträgersystems war die eigenartige K-Gliederung wegen den geringsten Nebenspannungen wegleitend.

Engineering Record, 20. IX., 27. IX. und 4. X. 1913; „Ueber den Entwurf grosser Brücken", Eisenbau, 1913, Seite 417.

[26]) *D. B. Steinmann,* „Stress Measurements on the Hell-Gate-Arch-Bridge". A. S. of C. E.., Transactions 1918, Paper-No. 1418, page 1040–1137.

Die Hell-Gate-Brücke bei New-York, mit einer Spannweite von 300 m ist die grösste Bogenbrücke der Welt. Sie wurde in den Jahren 1914–1917 nach den Plänen von Lindenthal erbaut und weist feste Vernietung sämtlicher Hauptträgerstäbe auf.

Es wurden eingehende Spannungsmessungen während der ganzen Dauer des freien Vorbaues der Brücke mit Howard'schen Dehnungsmessern (Messlänge 508 mm), welchen Eichstäbe zur Berücksichtigung der Temperatureinflüsse beigelegt waren, durchgeführt. Das Ergebnis dieser Messungen an den Hauptträgern, welche als Kragträger, Dreigelenk- und Zweigelenkbogen wirkten, war:

1. Die gemessenen Hauptspannungen stimmen sehr gut mit den berechneten überein, sie waren durchschnittlich 5% kleiner als die berechneten.
2. Die gemessenen Nebenspannungen waren wesentlich kleiner. Die Uebereinstimmung war in den Schlusstadien der Montage, wo die Haupt- und Nebenspannungen ihre grössten Werte erreichten, am besten.
3. Es wurden auch Nebenspannungen in den Ebenen winkelrecht zur Hauptträgerebene gemessen.

Für die Hell-Gate-Brücke wurde die angenäherte Formel aufgestellt: Prozentsatz der gemessenen Nebenspannungen = $^1/_2$ Prozentsatz der berechneten Nebenspannungen + 15%.

Die Schlussfolgerungen gehen dahin, dass für die Hell-Gate-Brücke Massnahmen, wie solche bei der Aufstellung der Quebec- und Sciotoville-Brücke getroffen wurden, entbehrlich waren.

Die eingehenden Berechnungen der Nebenspannungen für die Hauptträger als Dreigelenk- und Zweigelenkbogen für die ständige Last und die volle und einseitige Verkehrslast wurden nach der Methode von F. E. Turneaure (Engineering News 5th Sept. 1912) in etwas abgeänderter Form durchgeführt.

[27]) *W. Ritter,* „Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten Amerikas", Bern, Haller'sche Buchdruckerei, 1894. Prof. W. Ritter weist auf Seite 18 dieses Berichtes nach, dass bei ganz normalen Ausführungen von Gelenkbolzen-Verbindungen, die Nebenspannungen 37% der Hauptspannungen erreichen können.

[28]) Das unter Abschnitt II entwickelte und bei der Nachrechnung der Versuchsergebnisse angewandte Berechnungsverfahren, Verfahren der T. K. des V. S. B. genannt, rührt vom Berichterstatter her.

[29]) Es sei ausdrücklich erwähnt, dass zu den so berechneten Nebenspannungen noch diejenigen hinzukommen, die infolge der dieser unmittelbaren Stäbebelastung entsprechenden Fachwerkbelastung entstehen.

[30]) *M. Mesnager,* „Note sur les fatigues réelles et les fatigues calculées dans un pont à grandes mailles", Annales des Ponts et Chaussées, 1899, 2e trimestre, page 232–234.

[31]) *H. Leitz,* „Beitrag zur Berechnung der Nebenspannungen", Eisenbau, 1917, Seite 131.

[32]) *K. Tschalyscheff,* „Beitrag zur Berechnung der Nebenspannungen", Eisenbau, 1922, Seite 65/67.

[33]) Die auf diese Art ermittelten Momente $M_k$, am Knotenbleche wirkend, sind nur im Gleichgewicht, wenn für sämtliche im Knoten zusammenlaufende Stäbe das Verhältnis $l : l_k$ das gleiche ist. Sind die Verhältnisse $l : l_k$ verschieden, so ist $\Sigma M_k$ nicht gleich null und es kann eine weitere Berichtigung vorgenommen werden, entweder indem man den Unterschied $\Delta\Sigma M_k = K_n$ setzt und nach Abschnitt 2 verfährt, oder $\Delta\Sigma M_k$ im Verhältnis der Steifigkeit $J : l$ auf die einzelnen Stäbe verteilt.

Ingenieur *Wyss,* Olten, behandelt in seiner als Forschungsheft des Vereins Deutscher Ingenieure Nr. 262 im Druck erschienenen Dissertation (E. T. H. Zürich) „Beitrag zu Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke" auch den Einfluss der elastischen Nachgiebigkeit der Knotenbleche und Stabanschlüsse auf die Grösse der Nebenspannungen und berücksichtigt denselben durch die Einführung eines unelastischen Kerns, eines ideellen undeformierbar gedachten Teiles des Knotenbleches. Dieser starr angenommene Knotenblechkern ist in der Regel kleiner, als das Knotenblech selbst. Die Berücksichtigung dieses unelastischen Kerns, welche einer Vergrösserung der freien, zwischen den Enden der Knotenbleche gemessenen Stablänge gleichkommt, wirkt sich auf die Nebenspannungen spannungsvermindernd aus. Die Schwierigkeit des Wyss'schen Verfahrens liegt in der Einschätzung des unelastischen Kerns.

[34]) *Pirlet,* „Einflusslinien der Spannungen in Fachwerken mit starren Knotenpunktsverbindungen", Eisenbau, 1912, Seite 203/14 und 245/256.

Dr. Ing. Pirlet in Aachen gibt ein Verfahren an zur Ermittlung der Einflusslinien der Nebenspannungen vermittelst elastischer Gewichte für direkte und indirekte Belastungen. Als Grundsystem wird das gelenkknotige Fachwerk angenommen. Die Exzentrizitäten der Stabschwerachsen und der Einfluss der Nebenspannungsmomente auf die Verschiebungen werden nicht berücksichtigt. Das Pirlet'sche Verfahren hat sich, seiner Weitläufigkeit wegen, in der Praxis nicht eingebürgert.

[35]) Der kürzere Ausdruck für das Nebenspannungsmoment

$$M_{n,\ n+m} = \frac{2\,E\,J_{n,\ n+m}}{I_{n,\ n+m}} \left\{ 2\,\tau_{n,\ n+m} + \tau_{n+m,\ n} \right\}$$

lässt es wünschenswert erscheinen, direkt die Einflusslinie eines Nebenspannungsmomentes aus den Einflusslinien der Ablenkungswinkel $\tau$, analog den Einflusslinien der Knoten- und Stabdrehwinkel $\varphi$ und $\psi$, nach *Maxwell-Mohr* abzuleiten. Die Ermittlung der Einflusslinien $\tau_{n,\ n+m}$ und $\tau_{n+m,\ n}$, d. h. der Durchbiegungslinien für $M_{n,\ n+m} = 1$ und $M_{n+m,\ n} = 1$ an den Enden des Stabes $n,\ n+m$ wirkend, führt aber zur Bestimmung der $\tau$-Linien als Differenz der $\varphi$- und $\psi$-Einflusslinien. Es ist $\tau = \varphi - \psi$ und die Wirkung von $M_{n,\ n+m} = 1$ am Stabende $n$ wirkend lässt sich in eine von $M = 1$ am Ende $n$ des beiderseits gelenkig angeschlossenen Stabes $n,\ n+m$ und in eine solche $M = 1$ direkt am Knoten $n$ wirkend zerlegen, d. h. die Wirkung von $M_{n,\ n+m} = 1$ vollzieht sich über dem Stab $n,\ n+m$ auf dem Knoten $n$. Die Vorteile gegenüber dem gewählten, von den Stab- und Knotendrehwinkel ausgehenden Verfahren, sind somit nur scheinbare.

[36]) *M. Roš,* „Der heutige Stand der wissenschaftlichen Forschung im Brückenbau", Vortrag in der Naturforschenden Gesellschaft in Luzern, 12. Februar 1921.

[37]) *G. C. Mehrtens,* „Der Brückenbau in Deutschland im 19. Jahrhundert", Seite 86, Berlin, Jul. Springer, 1900.

[38]) *M. Rabut,* „Renseignements pratiques pour l'Etude expérimentale des ponts métalliques", Annales des Ponts et Chaussées, 1890, pages 374—480.

„Conférence sur l'experimentation des Ponts".
Congrès de mécanique appliquée Tome III. 1901.

[39]) „Engineering News", September 5th 1912, Annäherungsverfahren nach der Methode von *F. E. Turneaure,* in etwas modifizierter Form.

*J. A. L. Waddell,* „Bridge Engineering", Volume I, pages 178 bis 226, 1916.

1911 führte das *„Sub-Comitee of the Railway Engineering Association"* Berechnungen und Messungen von Nebenspannungen durch. „Secondary stresses in truss bridges", Bulletin No. 163. January 1914.

[40]) Prof. W. M. Wilson von der Universität des Staates Illinois bezeichnet die Herleitung handlicher Formeln für die Berechnung der Nebenspannungen bei steifer Knotenpunktausbildung als eine der Forschungsaufgaben der Eisenbauer.

[41]) *M. Roš,* „Technische Kommission des Verbandes Schweiz. Brücken- und Eisenhochbau-Fabriken", Schweiz. Bauzeitung, Band 71, 1918, Seite 266, Band 75, 1920, Nr. 10 und 11, Band 78, 1921, Nr. 15 und Band 81, Nr. 7

[42]) Der Bericht samt 90 Tafeln (in Mappe 35×50 cm) ist im Selbstverlag der Technischen Kommission der V. S. B. erschienen.

[43]) *A. Bühler,* „Der Brückenbelastungswagen der S. B. B.", S. B. Z., vom 22. Juni 1922.

[44]) Es empfiehlt sich der Klarheit wegen, über die Grösse dieser Nebenspannungen, Spannungsmessungen ausserhalb der Stoss- und Anschlusstelle durchzuführen. Ist dies aus irgend welchen Gründen nicht möglich, so beziehe man die Messungsergebnisse auf den Bruttoquerschnitt, bestehend aus den Laschen und dem durchgehenden, nicht gestossenen Teil des Stabquerschnittes.

Unterschiede in den Messwerten zu Anfang und zu Schluss einer Messung haben ihre Ursachen ausser in der Trägheit der Messapparate selbst, deren Ausführungs-Ungenauigkeiten und Temperaturunterschieden, nachweisbar auch im Bauwerke.

[45]) Insbesondere bei einwandigen T-förmigen Gurtquerschnitten einfacher Balkenträger, deren wagrechte Schwerachse gegen die Kopf- bezw. Fusslamellen verschoben liegt, wirkt die Unsymmetrie der Gurtquerschnitte auf die Nebenspannungen vermindernd, da sich für die Gurte die massgebenden Nebenspannungen an denjenigen Querschnittfasern einstellen, welche das grössere Widerstandsmoment aufweisen.

[46]) Das Verhältnis der vorhandenen gerechneten oder gemessenen Nebenspannungen zur gerechneten oder gemessenen Hauptspannung ist irreführend, da bei nicht voll beanspruchten Stäben die Nebenspannungen in Prozenten der Hauptspannungen ausgedrückt, übermässig hoch erscheinen können, ohne dass die Gesamtspannung auch nur die zulässige Beanspruchung erreicht. Richtiger ist daher das prozentuale Verhältnis der Nebenspannung zur maximalen zulässigen Materialanstrengung.

Abb. 1. Brücke über die Paudèze bei Lutry, Kt. Waadt. — S. B. B. Lausanne-Villeneuve.
Stützweiten 35 Meter – 45,7 Meter – 45,7 Meter – 35 Meter.
Nach dem Entwurfe von *Bridel* von *Bonzon & Fils* in Yverdon, Kt. Waadt, in den Jahren 1858/62 erbaut.

Abb. 2. Brücke über den Linthkanal bei Weesen, Kt. Glarus. — S. B. B., Zürich-Chur.
Stützweite 49,6 Meter.
Von Ing. *Dollfuss* in Mülhausen im Jahre 1859 erstellt und im Jahre 1897 von der *A.-G. Th. Bell & Cie.*, Kriens-Luzern, durch einen Bogen verstärkt.

Abb. 3. Ansicht von der Unterwasserseite.

Abb. 3, 4 und 5. Städtische Strassenbrücke über die Aare in Aarau. — Kettenbrücke.
Stützweite 100 Meter. — Gewicht 160 Tonnen. Von *Ing. Dollfuss* in Mülhausen, Elsass, im Jahre 1850 erbaut.

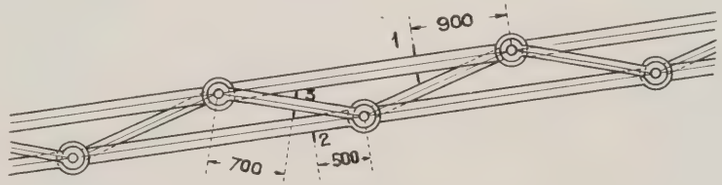



Abb. 4. Kette mit den Messstellen 1, 2 und 3.

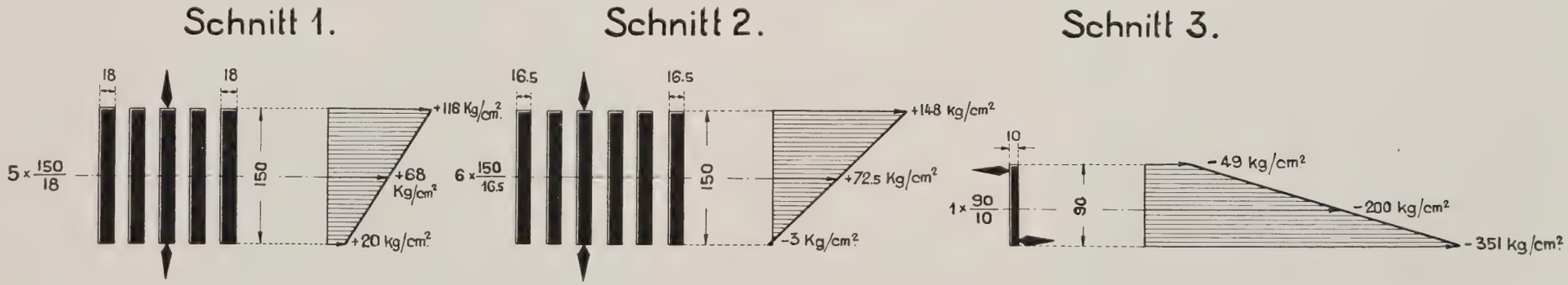



Abb. 5. Spannungsdiagramme (gemessene Werte).

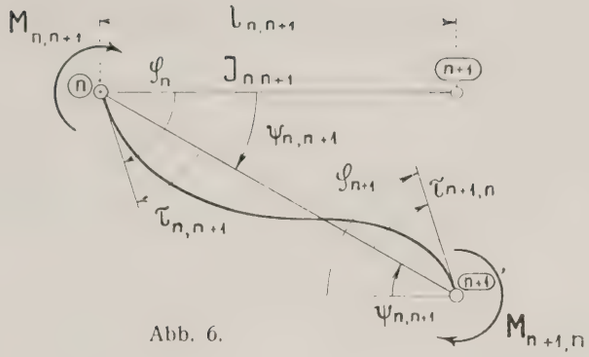



Abb. 6.

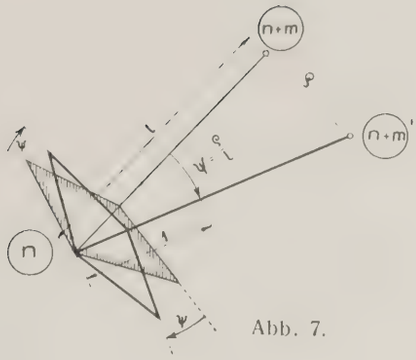



Abb. 7.

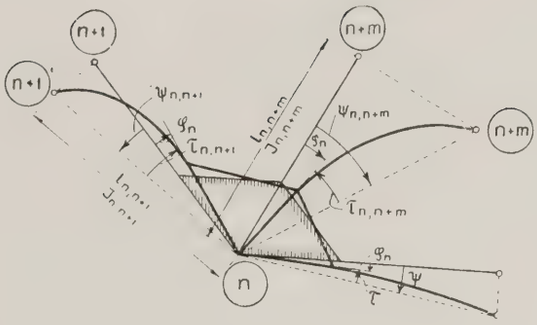



Abb. 8.

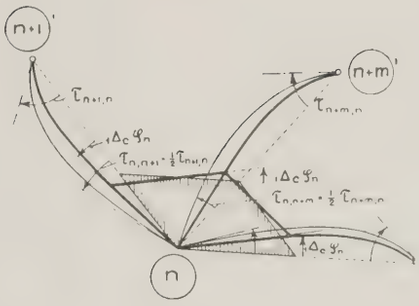



Abb. 9.

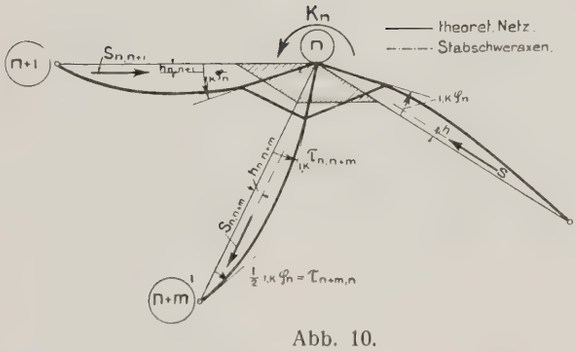



Abb. 10.

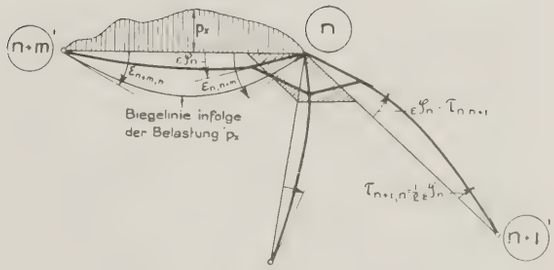



Abb. 11.

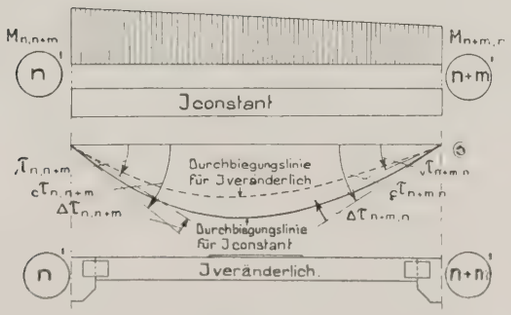



Abb. 12.

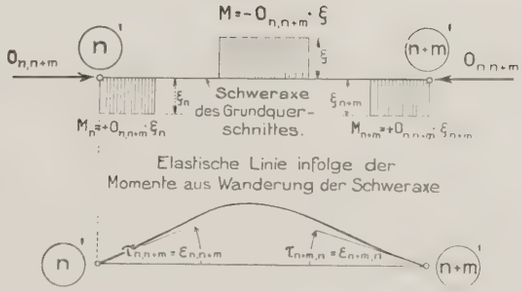



Abb. 13.

Abb. 6—13 Berechnungsverfahren der T. K. V. S. B.

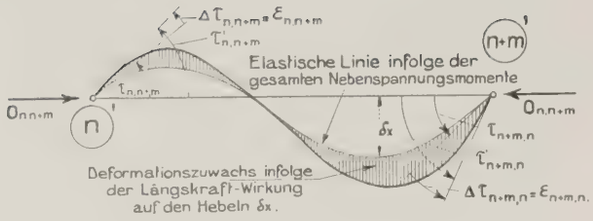



Abb. 14.

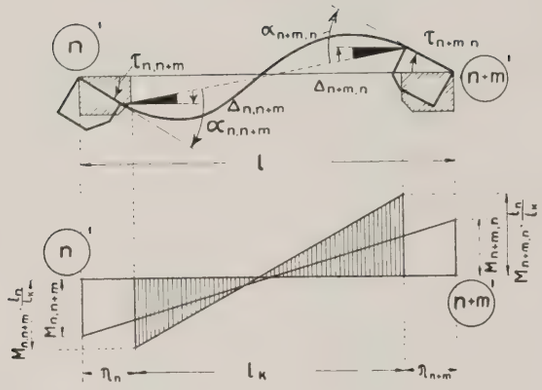


Abb. 16.

Die schwarzausgefüllten Winkel bedeuten den Einfluss der Nachgiebigkeit.

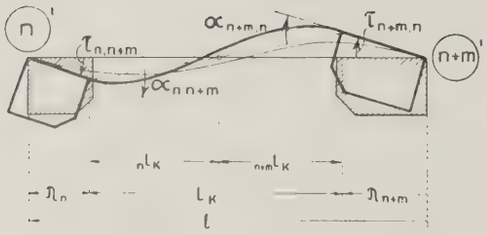


Abb. 15.

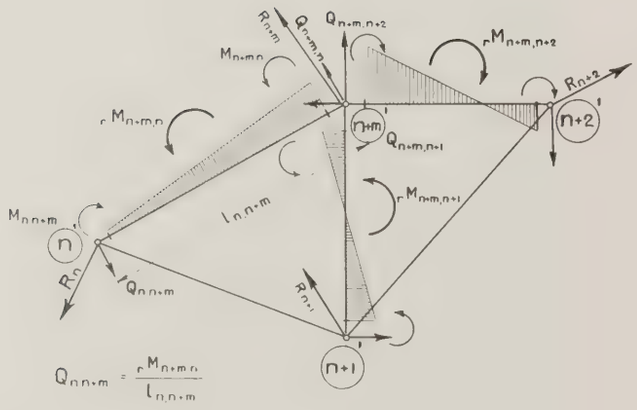


Abb. 18.

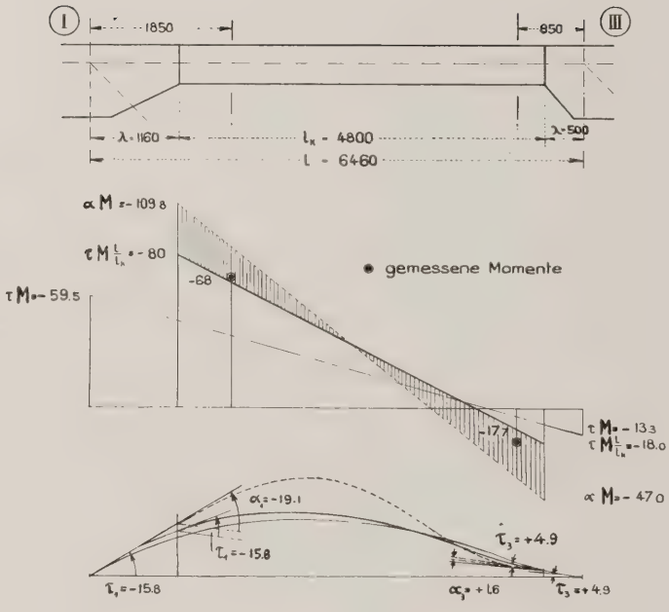



Abb. 17. Theoretische und gemessene Nebenspannungsmomente eines Obergurtstabes der Rhonebrücke Brig der Furkabahn.

Abb. 14—18. Berechnungsverfahren der T. K. V. S. B.

Abb. 19. Brücke über die Rhone in Brig, Kt. Wallis. — Brig-Furka-Disentis-Bahn.

Stützweite 51,2 Meter. — Gewicht 158 Tonnen.

Nach dem Entwurfe der *A.-G. Conrad Zschokke,* Werkstätte Döttingen, Kt. Aargau,
von *C. Wolf & Cie.*, Nidau, Kt. Bern, im Jahre 1913 erstellt.

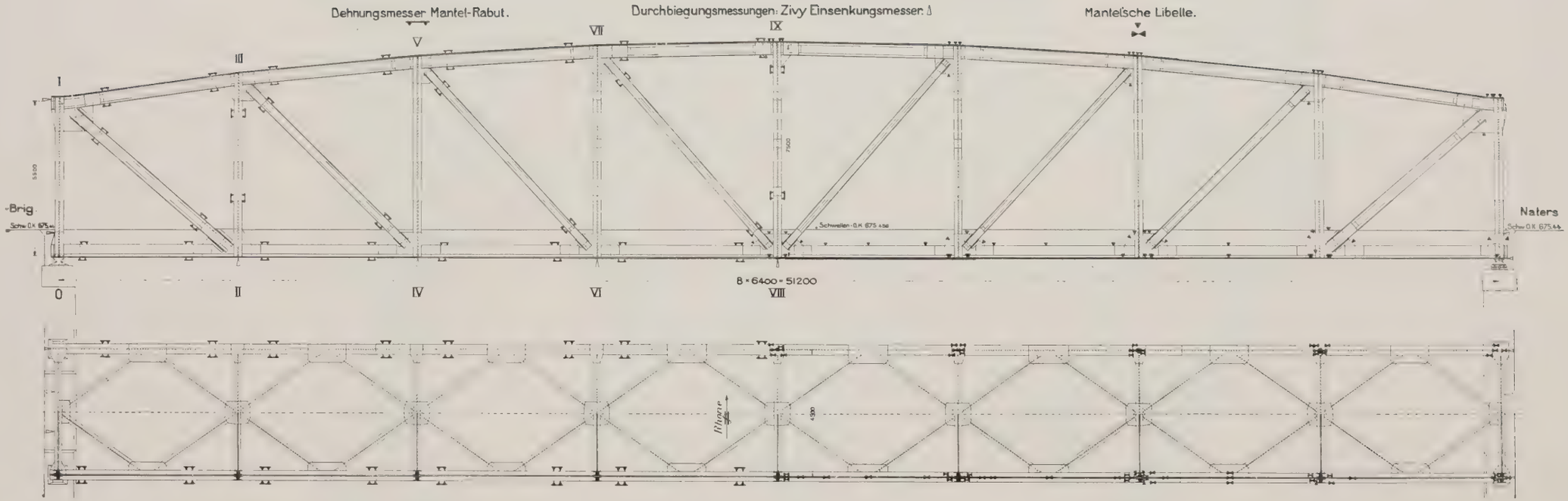
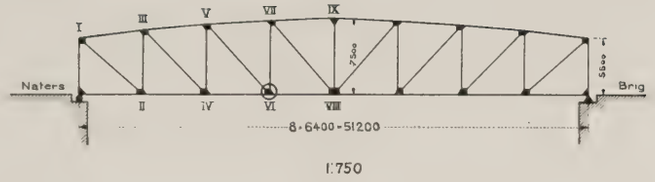



Abb. 20. Rhonebrücke Brig. Furkabahn.

Stützweite 51,2 m — Masstab 1 : 200.

Uebersicht der Messtellen.



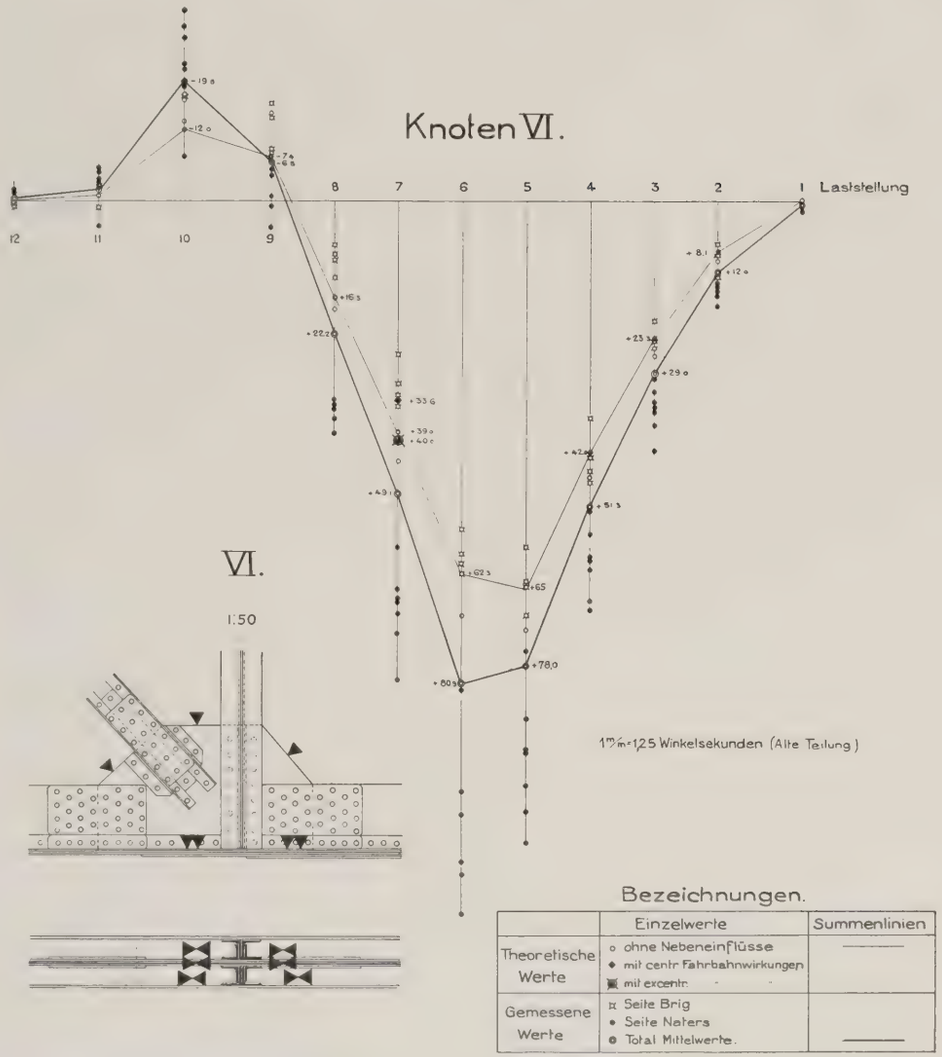
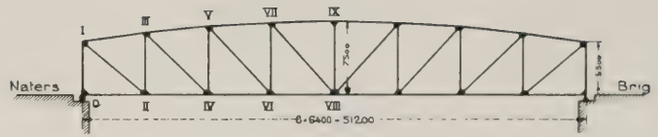




Abb. 21. Rhonebrücke Brig. Furkabahn.
Theoretische und gemessene Summeneinflusslinien und Einzelwerte des Knotenwinkels VI. — Verkehrslast.



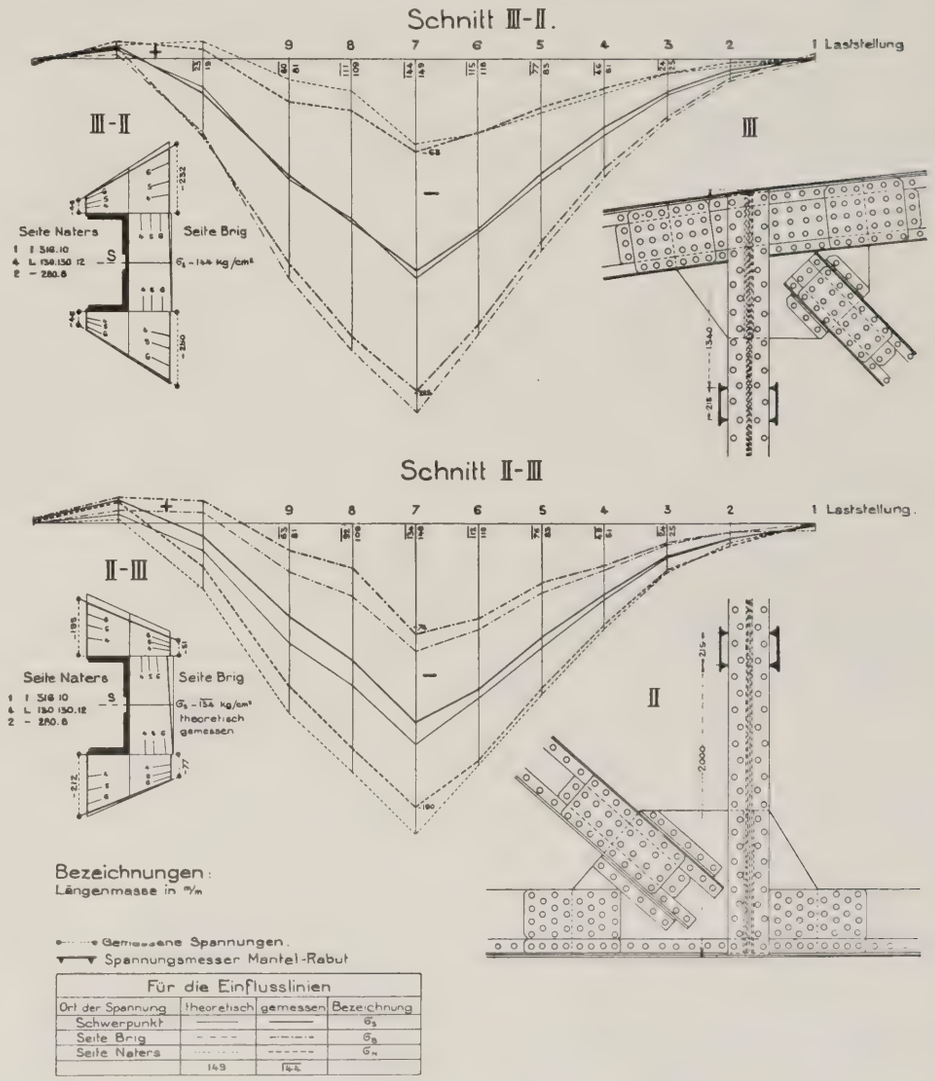




Abb. 22. Rhonebrücke Brig. Furkabahn.
Summeneinflusslinien der Haupt- und Nebenspannungen aus Verkehrslast.
Pfosten II—III.

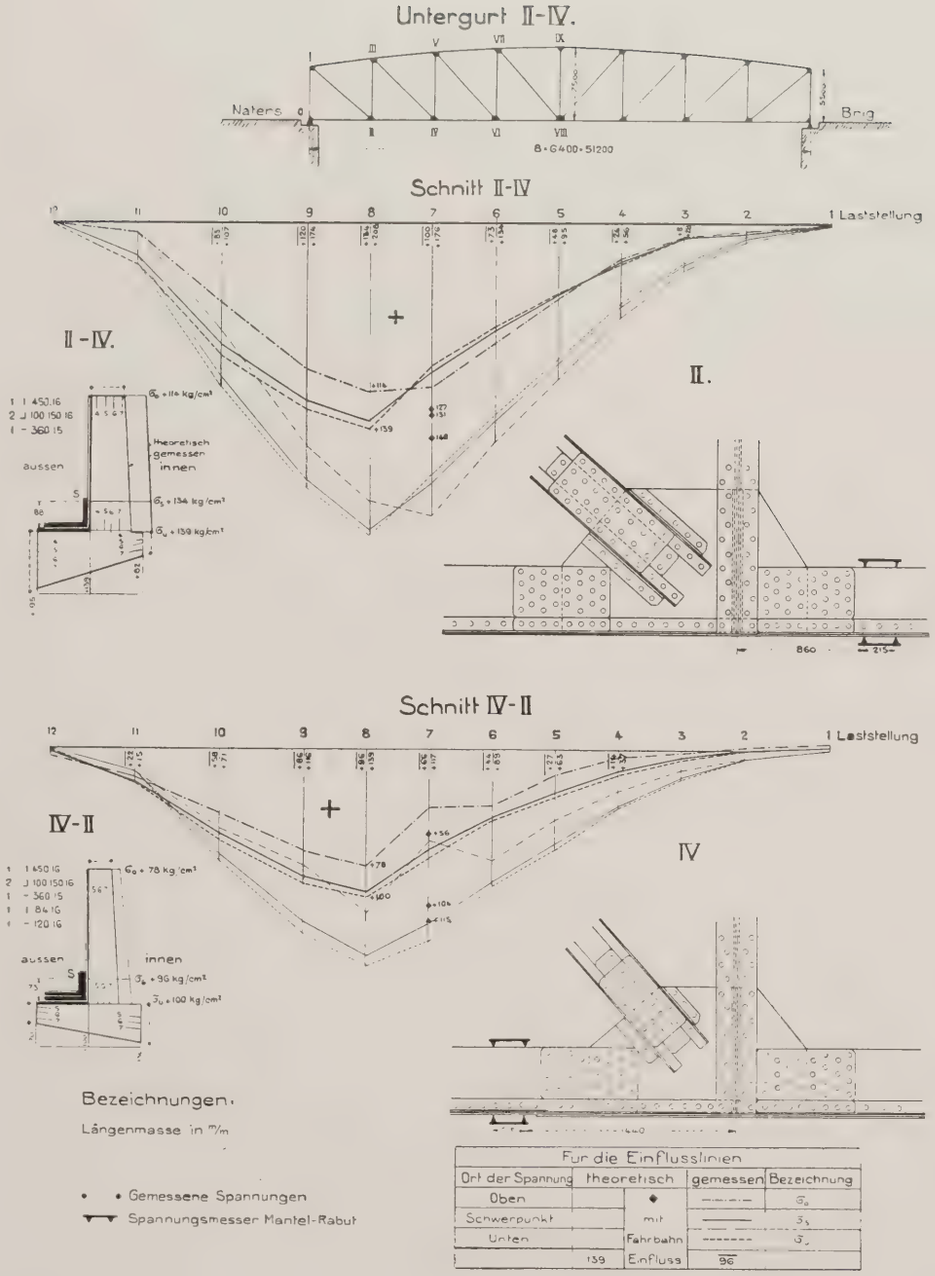



Abb. 23. Rhonebrücke Brig. Furkabahn.

Summeneinflusslinien der Haupt- und Nebenspannungen aus Verkehrslast.
Untergurt II – IV.

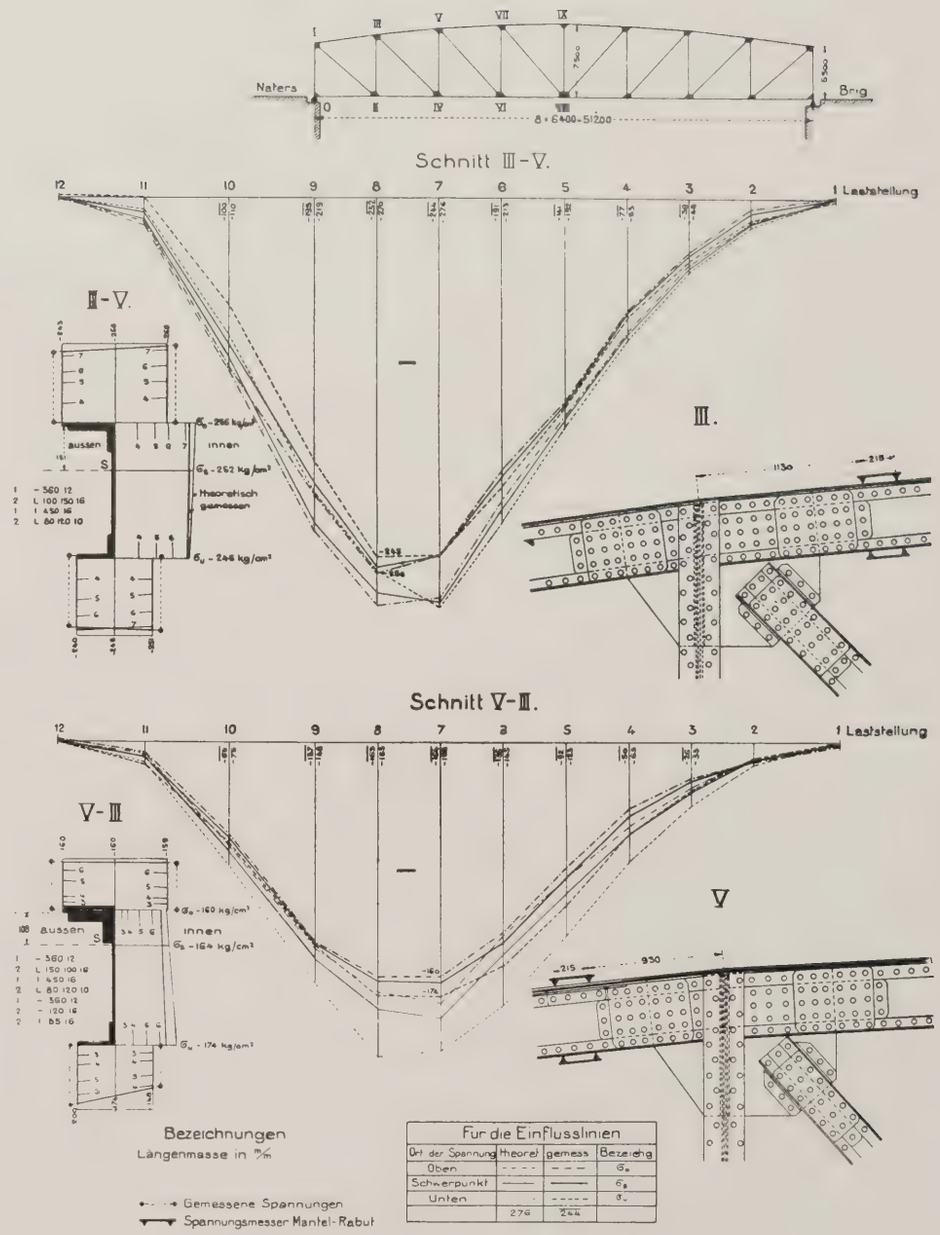



Abb. 24. Rhonebrücke Brig. Furkabahn.

Summeneinflusslinien der Haupt- und Nebenspannungen aus Verkehrslast.
Obergurt III – V.

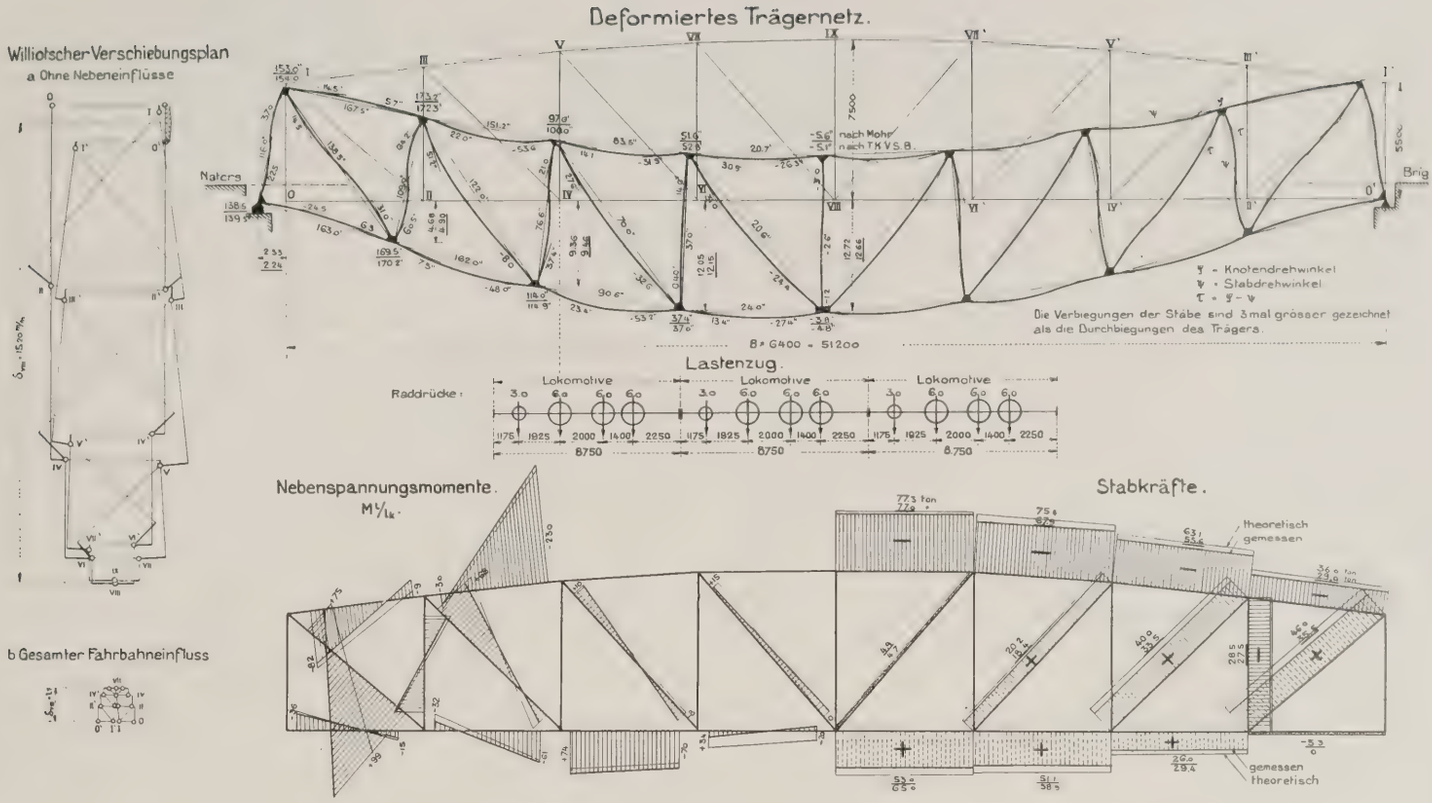



Abb. 25. Rhonebrücke Brig. Furkabahn.

Gemessene und theoretische Stabkräfte und Nebenspannungsmomente, sowie deformiertes Hauptträgernetz, entsprechend einer Belastung durch drei Lokomotiven.

Durchbiegungen : 1 mm = 1,2 mm Durchbiegung. – Momente: 1 mm = 15 cmt. – Stabkräfte: 1 mm = 10 t.

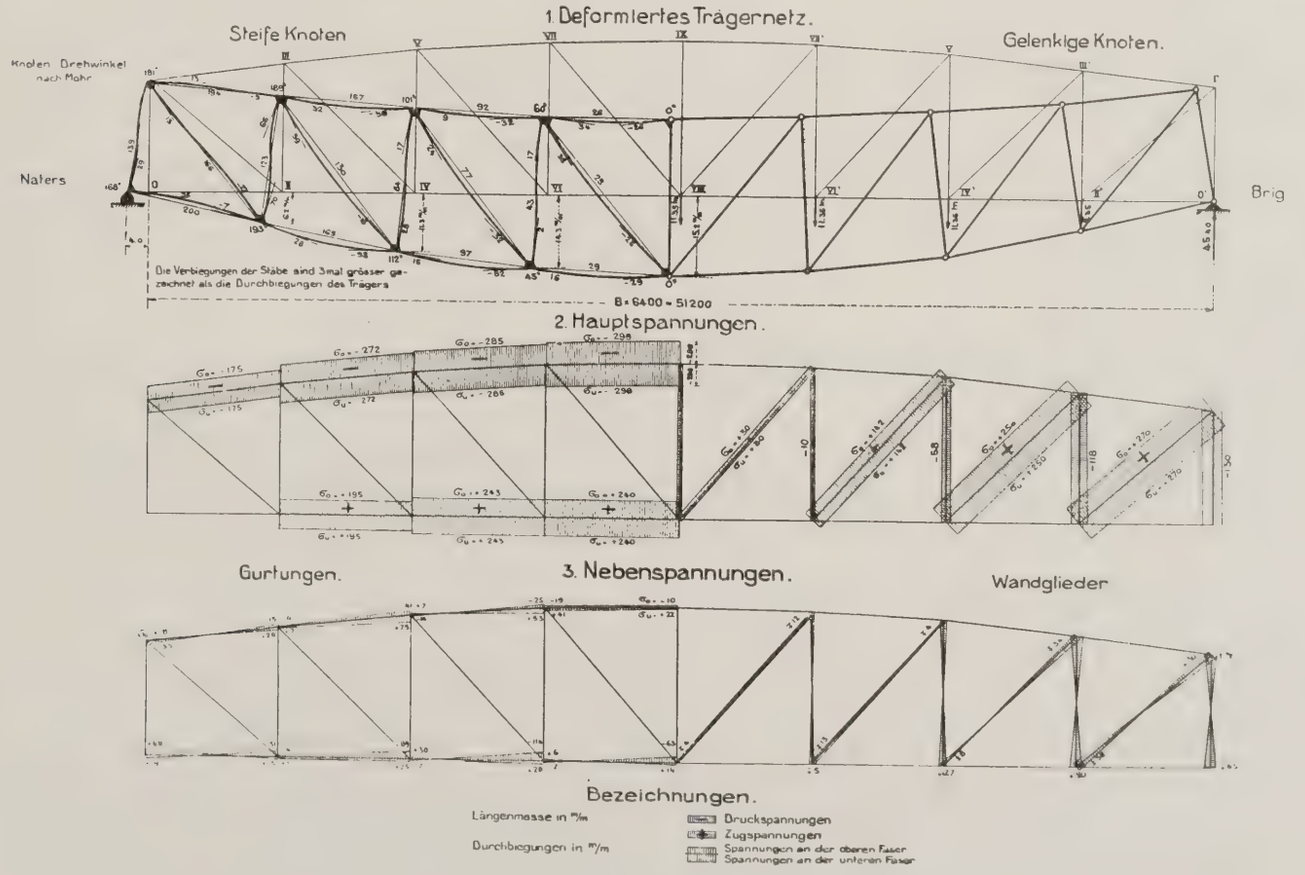
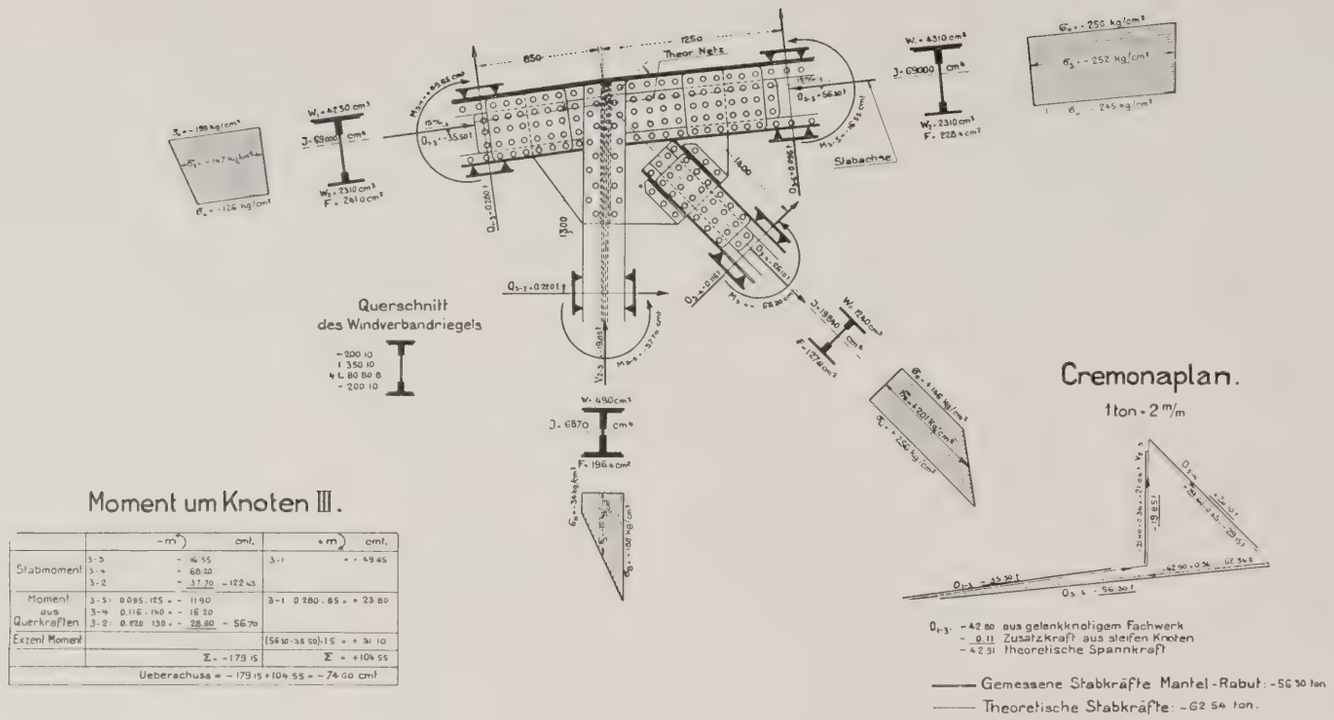



Abb. 26. Rhonebrücke Brig. Furkabahn.

Haupt- und Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunkte und Exzentrizitäten der Stabschweraxen für Eigenlast.




| | | − m | cm². | + m | cm². |
|---|---|---|---|---|---|
| Stabmoment | 3-5 | | − 16.55 | 3-1 | = + 49.65 |
| | 3-4 | | − 68.20 | | |
| | 3-2 | | − 37.70 | | − 122.45 |
| Moment aus Querkräften | 3-5: | 0.095 . 125 = | − 11.90 | 3-1 | 0.280 . 85 = + 23.80 |
| | 3-4 | 0.116 . 140 = | − 16.20 | | |
| | 3-2: | 0.620 . 138 = | − 28.80 | | − 56.70 |
| Exzent Moment | | | | (56.30 − 35.50) . 1.5 = + 31.10 | |
| | | | Σ = − 179.15 | | Σ = + 104.55 |
| Ueberschuss = − 179.15 + 104.55 = − 74.60 cm² | | | | | |

Abb. 27. Rhonebrücke Brig. Furkabahn.

Innere Kräfte um den Knoten III für Laststellung 8.

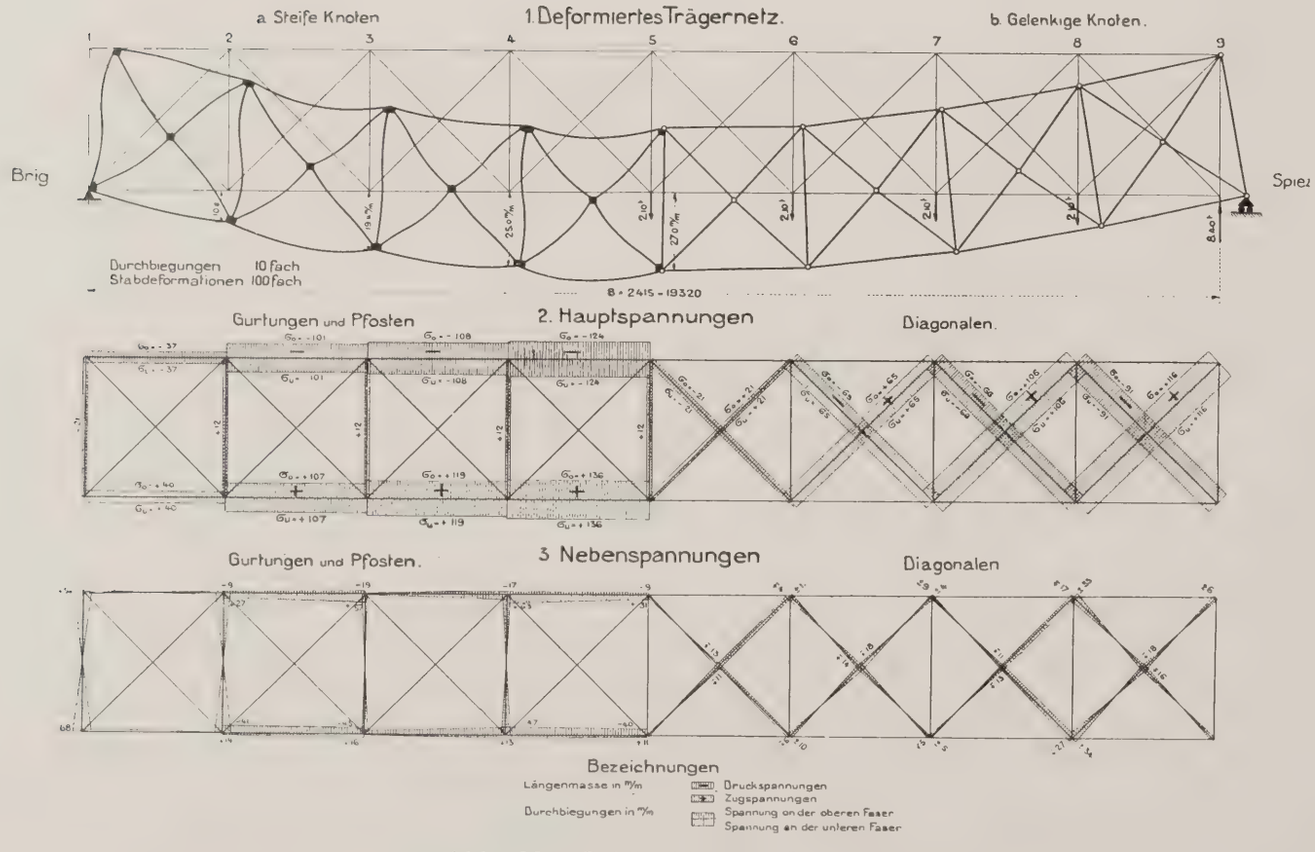



Abb. 33. Suldbachbrücke. B. L. S.

Haupt- und Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunkte und Exzentrizitäten der Stabschweraxen für Eigenlast.

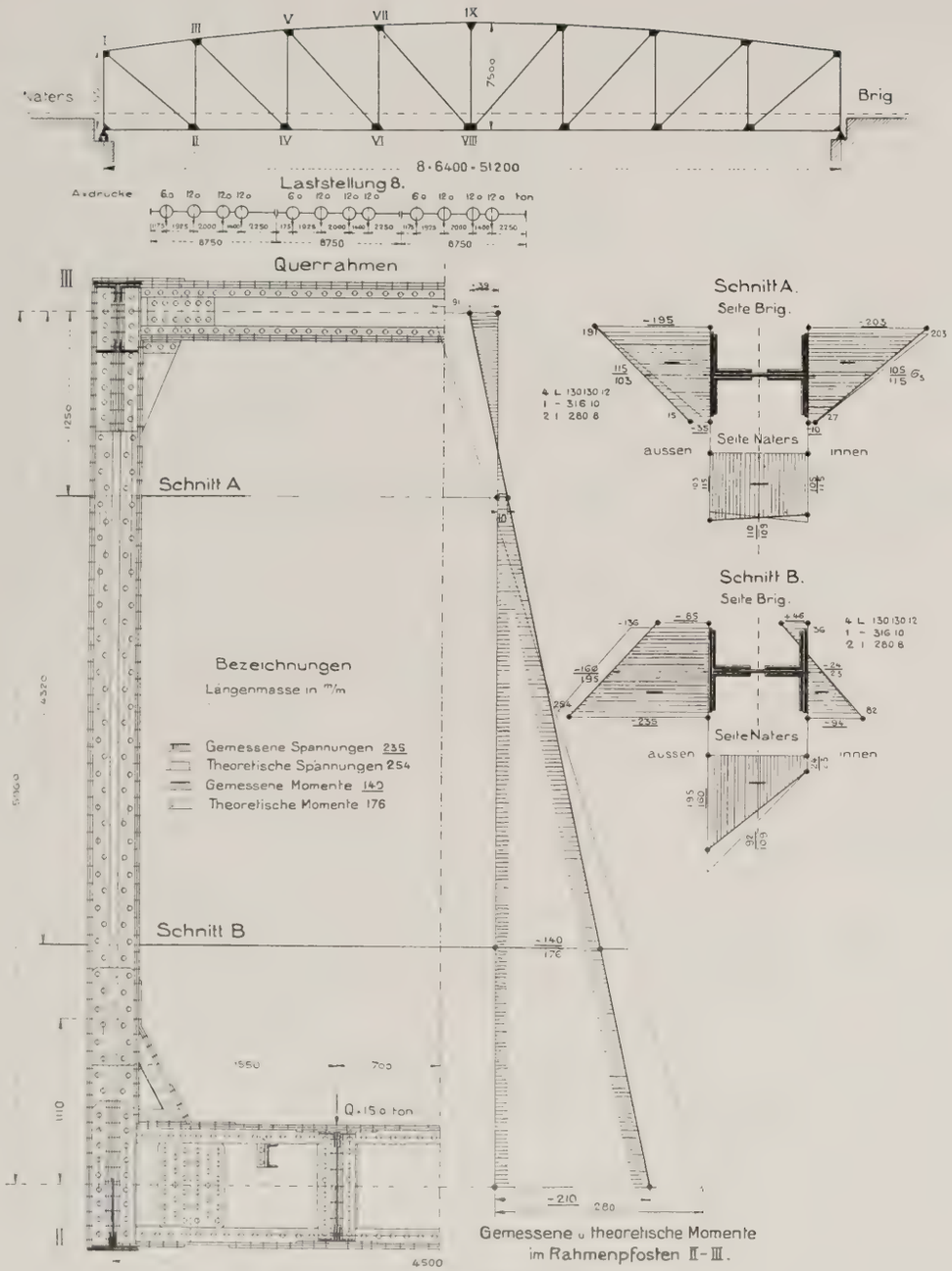



Abb. 28. Rhonebrücke. Furkabahn.
Spannungen im Querrahmen II–III für Laststellung 8.

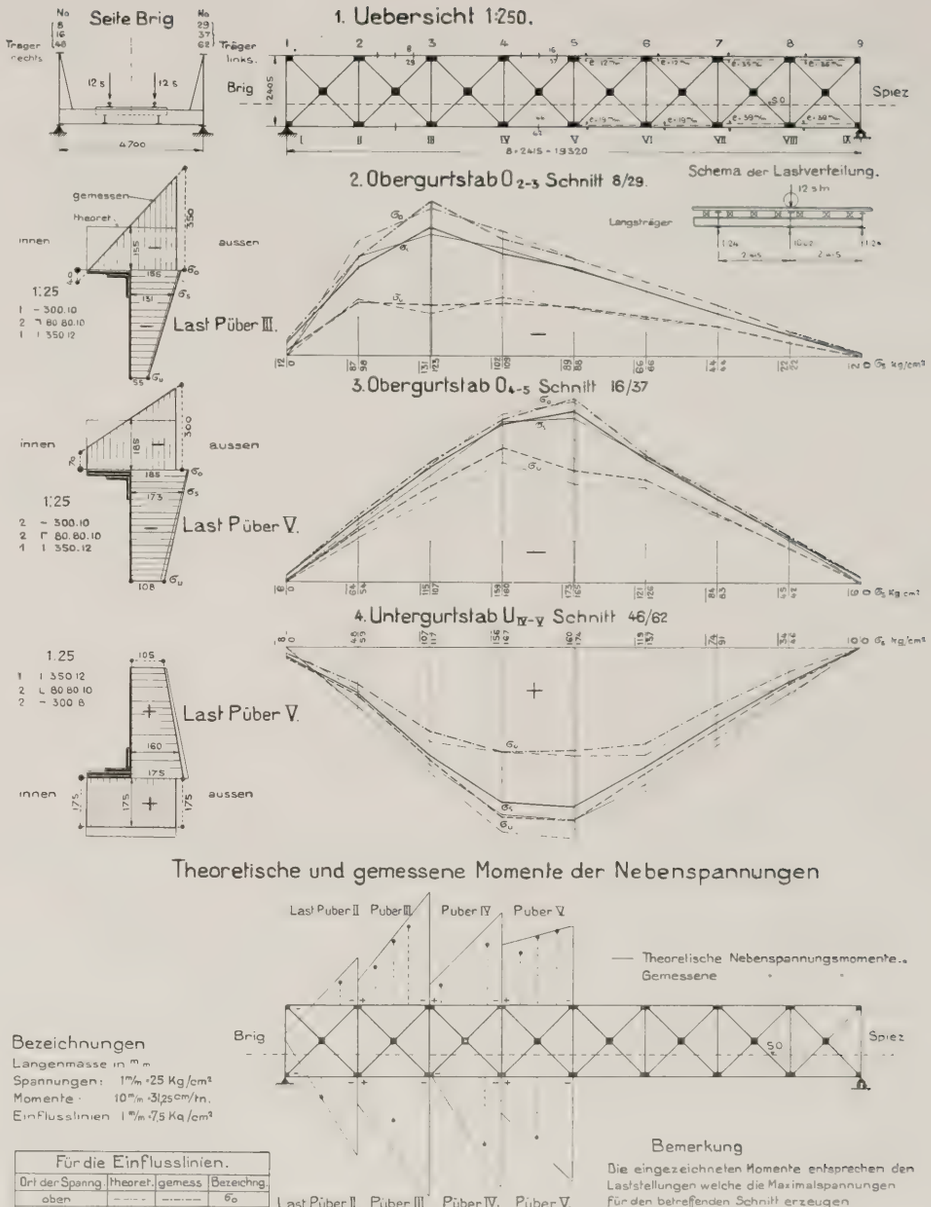



Abb. 32. Suldbachbrücke. B. L. S.
Einflusslinien der Haupt- und Nebenspannungen, Momente der Nebenspannungen und Spannungs-Diagramme.

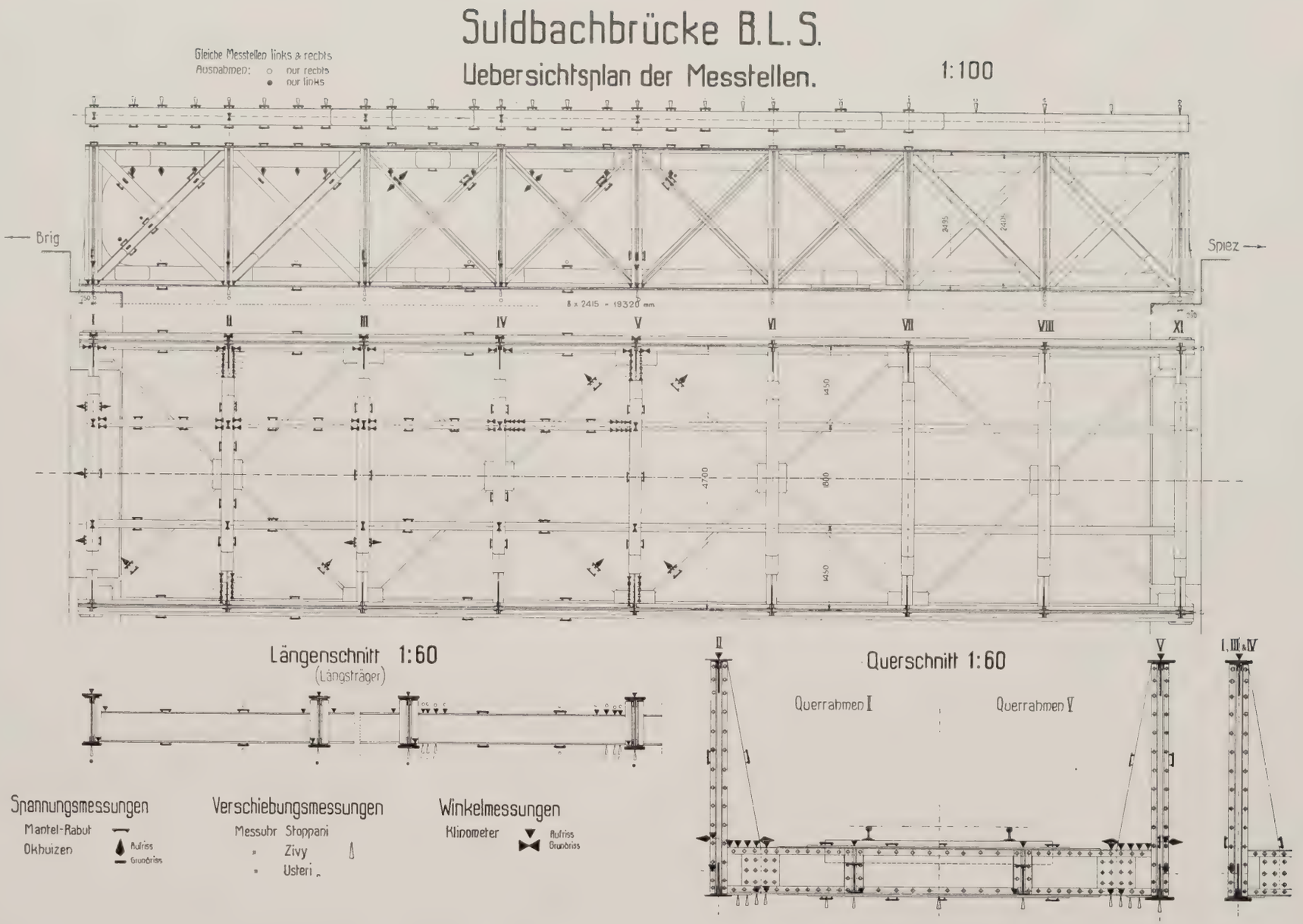



Abb. 29. Suldbachbrücke bei Mülenen-Aeschi, Kt. Bern. — Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn.
Stützweite 19,32 Meter. — Gewicht 27 Tonnen.

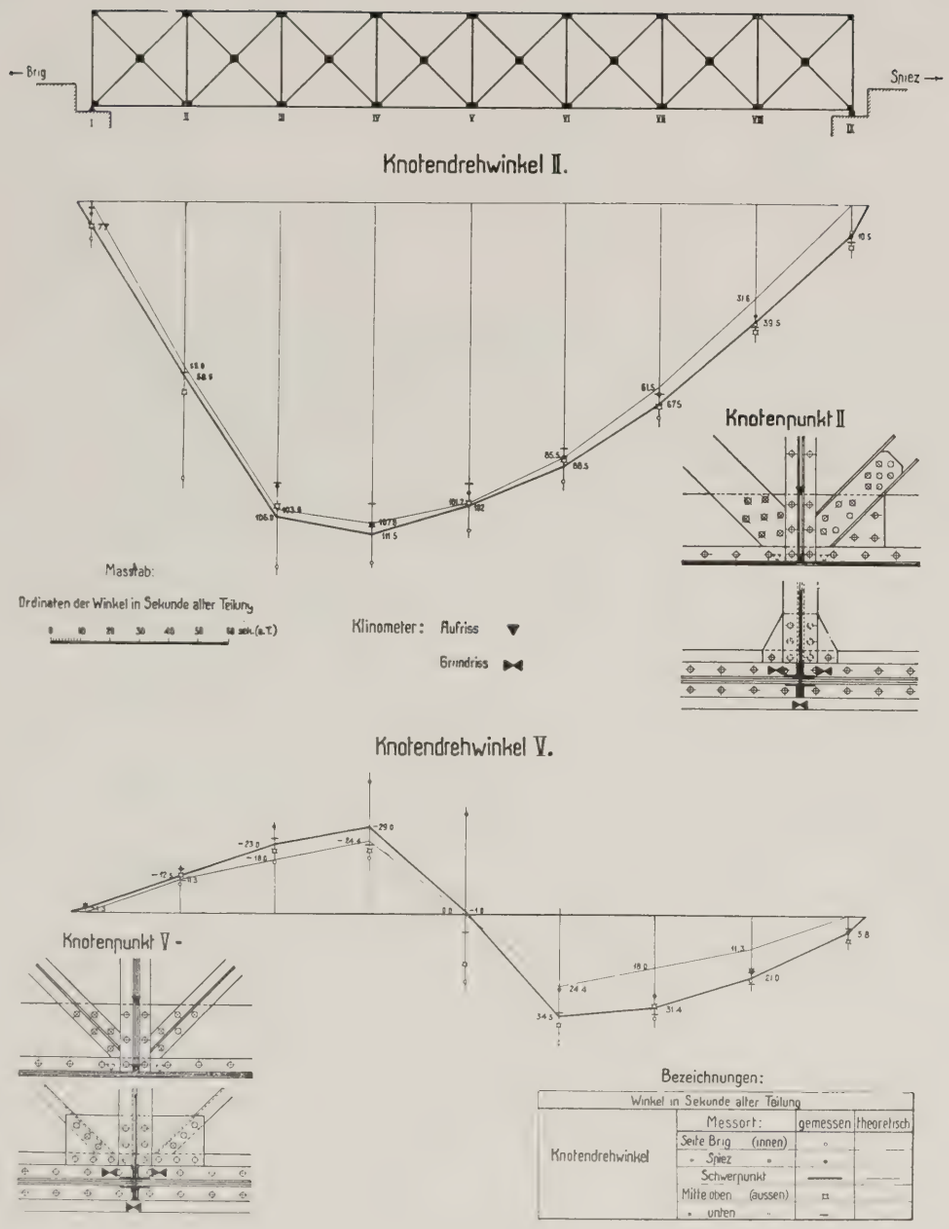



Abb. 30. Suldbachbrücke B. L. S.
Einflusslinien der Knotendrehwinkel.

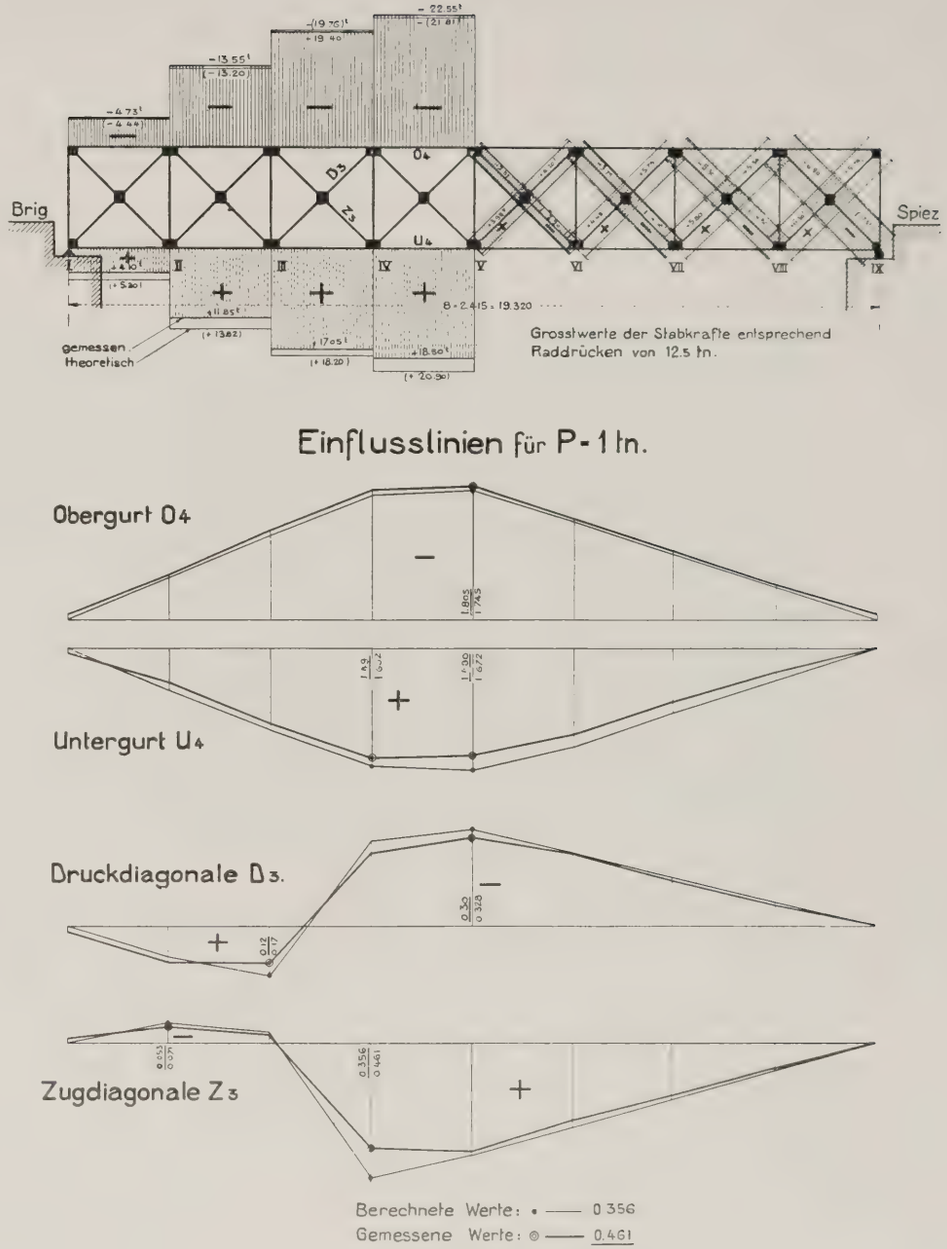


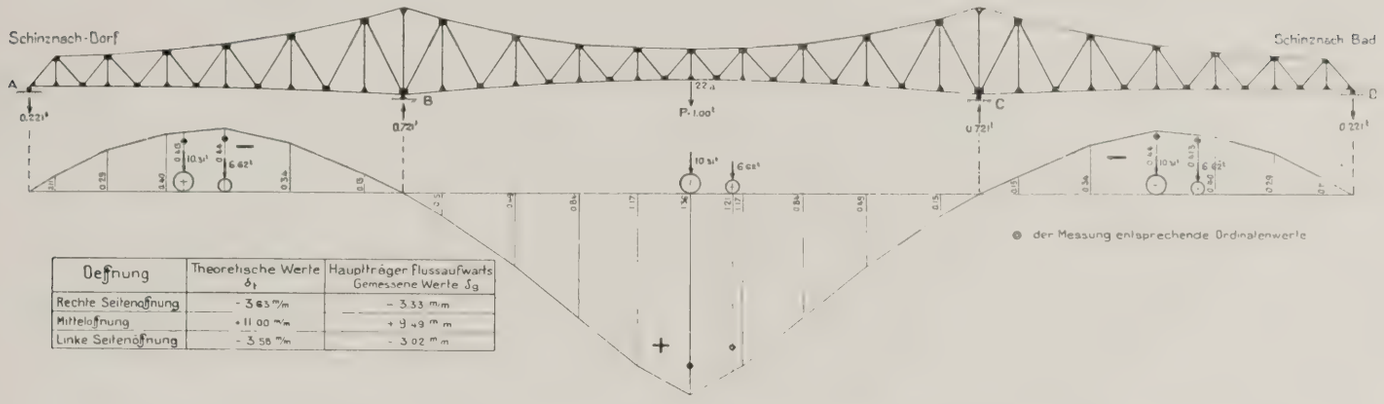

Abb. 31. Suldbachbrücke. B. L. S.
Stabkräfte der Hauptträger.

Abb. 34. Strassenbrücke über die Aare bei Birrenlauf, Kt. Aargau. — Baudirektion des Kanton Aargau.

Stützweiten 31,6 Meter — 48,6 Meter — 31,6 Meter. — Gewicht 150 Tonnen.

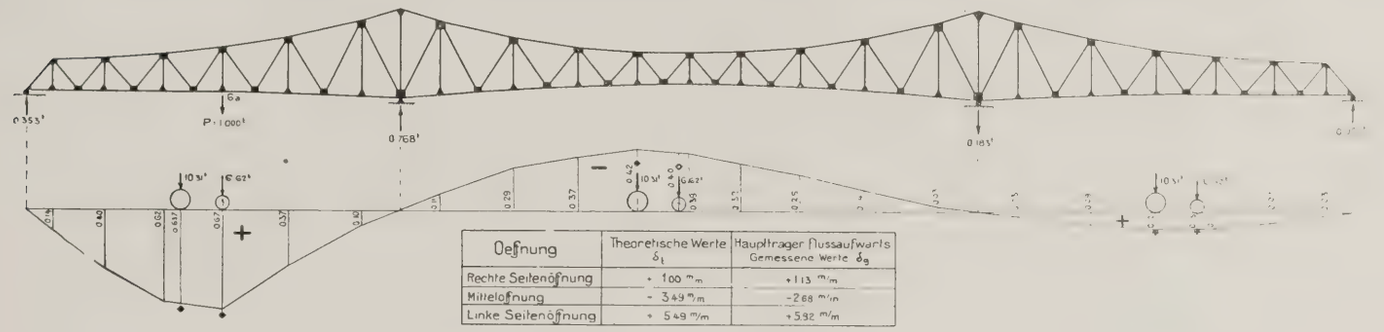
Nach dem Entwurfe der *A.-G. Conrad Zschokke* von den Firmen *Wartmann, Vallette & Cie.,* Brugg, Kt. Aargau und der *A.-G. Conrad Zschokke,* Werkstätte Döttingen, im Jahre 1915 erbaut.

Einflusslinien der lotrechten Durchbiegungen des Untergurtes in 22a — Mitte Mittelöffnung.




| Oeffnung | Theoretische Werte $\delta_t$ | Hauptträger flussaufwärts Gemessene Werte $\delta_g$ |
|---|---|---|
| Rechte Seitenöffnung | - 3.63 m/m | - 3.33 m/m |
| Mittelöffnung | + 11.00 m/m | + 9.49 m/m |
| Linke Seitenöffnung | - 3.58 m/m | - 3.02 m/m |

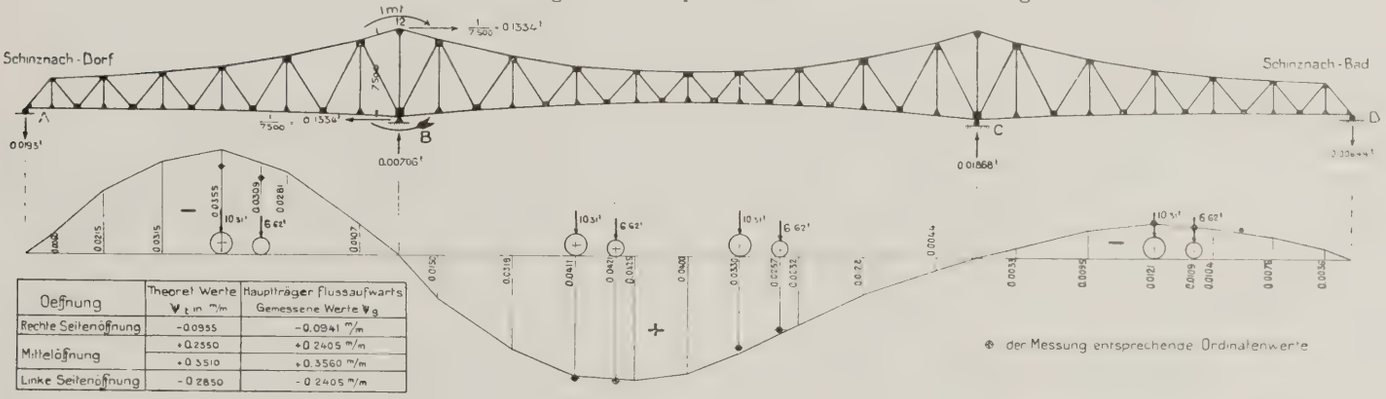
Einflusslinie der lotrechten Durchbiegungen des Untergurtes in 6a - Mitte linke Seitenöffnung.




| Oeffnung | Theoretische Werte $\delta_t$ | Hauptträger flussaufwärts Gemessene Werte $\delta_g$ |
|---|---|---|
| Rechte Seitenöffnung | + 1.00 m/m | + 1.13 m/m |
| Mittelöffnung | - 3.49 m/m | - 2.68 m/m |
| Linke Seitenöffnung | + 5.49 m/m | + 5.92 m/m |

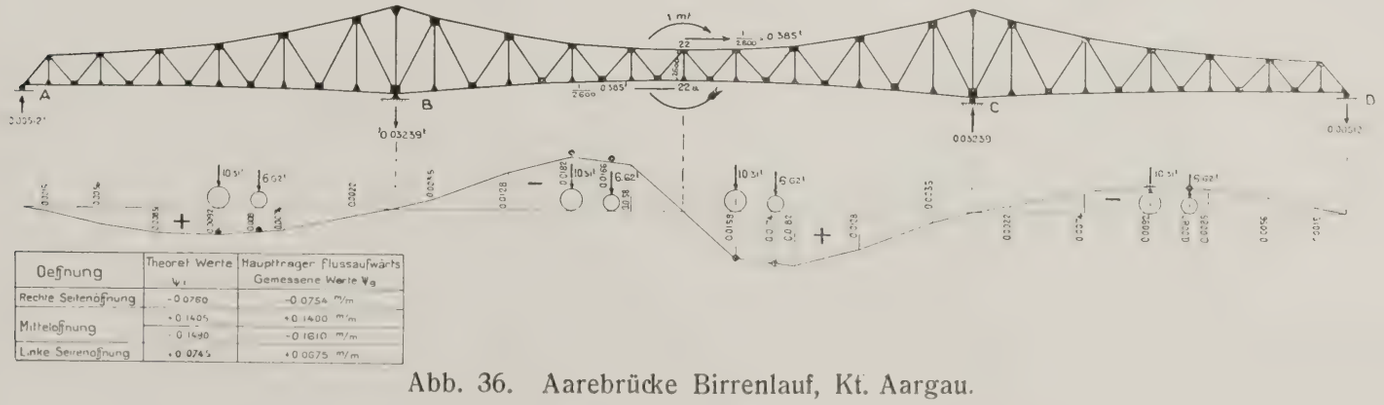
Abb. 35. Aarebrücke Birrenlauf, Kt. Aargau.
Einflusslinie der lotrechten Durchbiegungen.

Einflusslinie der Drehung des Portalpfostens 13—12 über dem Auflager B.




| Oeffnung | Theoret. Werte $\Psi_t$ in m/m | Hauptträger flussaufwärts Gemessene Werte $\Psi_g$ |
|---|---|---|
| Rechte Seitenöffnung | -0.0935 | -0.0941 m/m |
| Mittelöffnung | +0.2550 | +0.2405 m/m |
| | +0.3510 | +0.3560 m/m |
| Linke Seitenöffnung | -0.2850 | -0.2405 m/m |

Einflusslinie der Drehung des Pfostens 22a-22 Mitte Mittelöffnung.




| Oeffnung | Theoret. Werte $\Psi_t$ | Hauptträger flussaufwärts Gemessene Werte $\Psi_g$ |
|---|---|---|
| Rechte Seitenöffnung | -0.0760 | -0.0754 m/m |
| Mittelöffnung | +0.1405 | +0.1400 m/m |
| | -0.1490 | -0.1610 m/m |
| Linke Seitenöffnung | +0.0745 | +0.0675 m/m |

Abb. 36. Aarebrücke Birrenlauf, Kt. Aargau.
Einflusslinie der Pfosten-Drehungen.

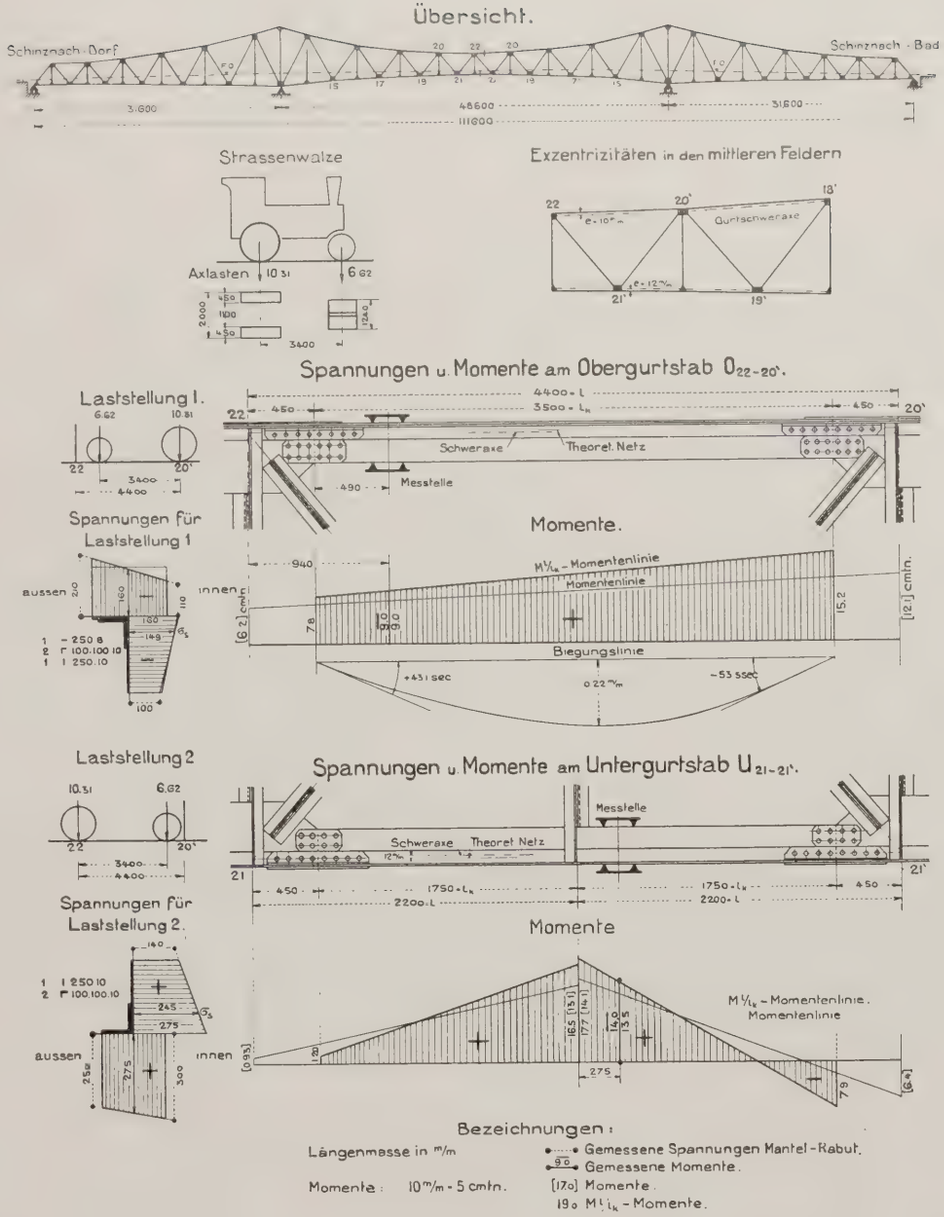



Abb. 37. Aarebrücke Birrenlauf, Kt. Aargau.
Haupt- und Nebenspannungen aus steifen Knotenpunkten und Exzentrizitäten der Stabschweraxen für Verkehrslast.

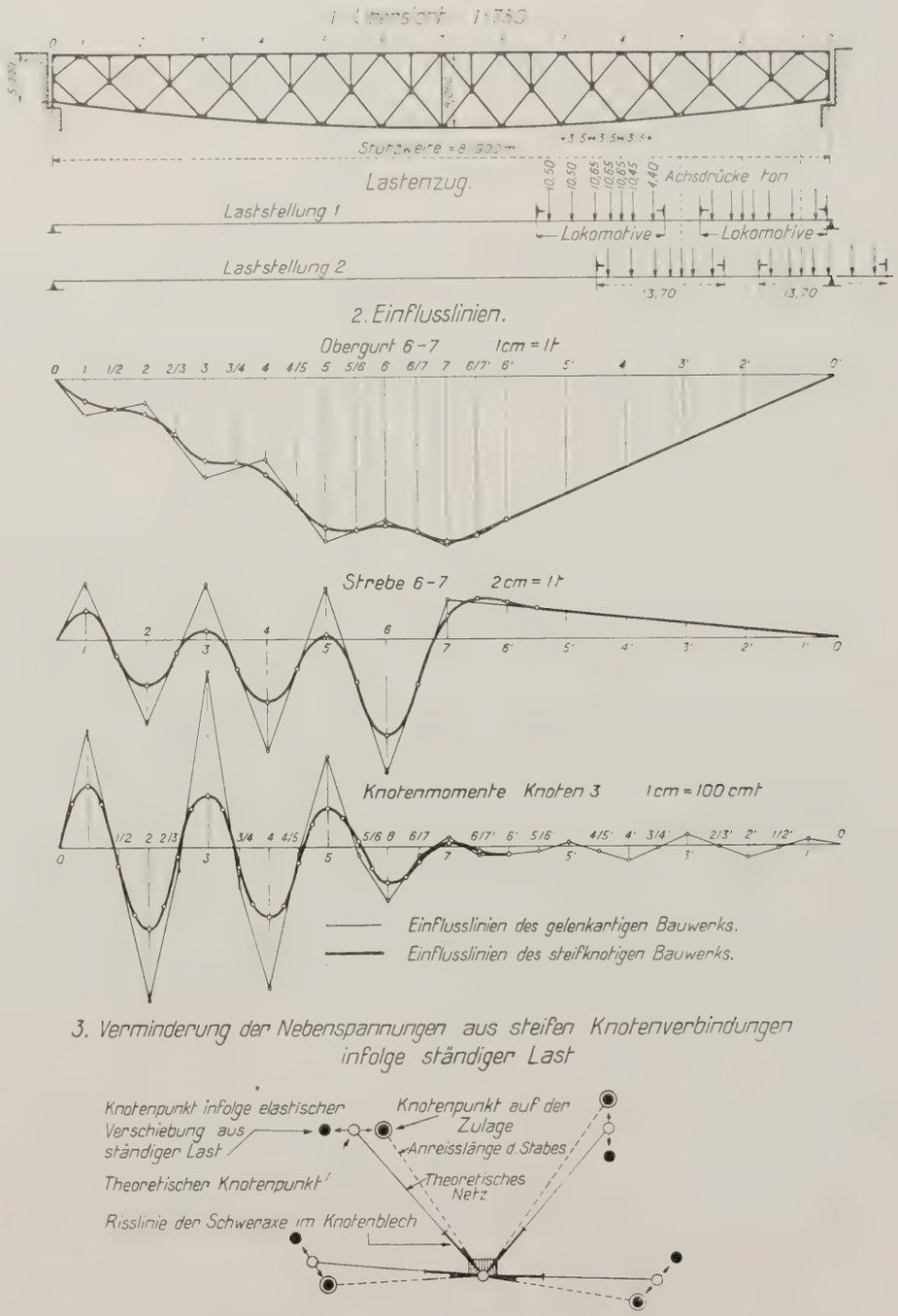



Abb. 46. Rheinbrücke Thusis. Rh. B.
Lastverteilende Wirkung der kontinuierlichen Längsträger und der Steifigkeit des Obergurtes auf Stabkräfte und Nebenspannungen.

Abb. 38. Bogenbrücke über die Vanex-Schlucht, Kt. Waadt. — Aigle-Sépey-Diablerets-Bahn.
Stützweite des Bogens 64,0 Meter. — Gewicht 156 Tonnen.
Nach dem Entwurf von der *A.-G. Conrad Zschokke,* Werkstätte Döttingen, Kt. Aargau, im Jahre 1912 erbaut.

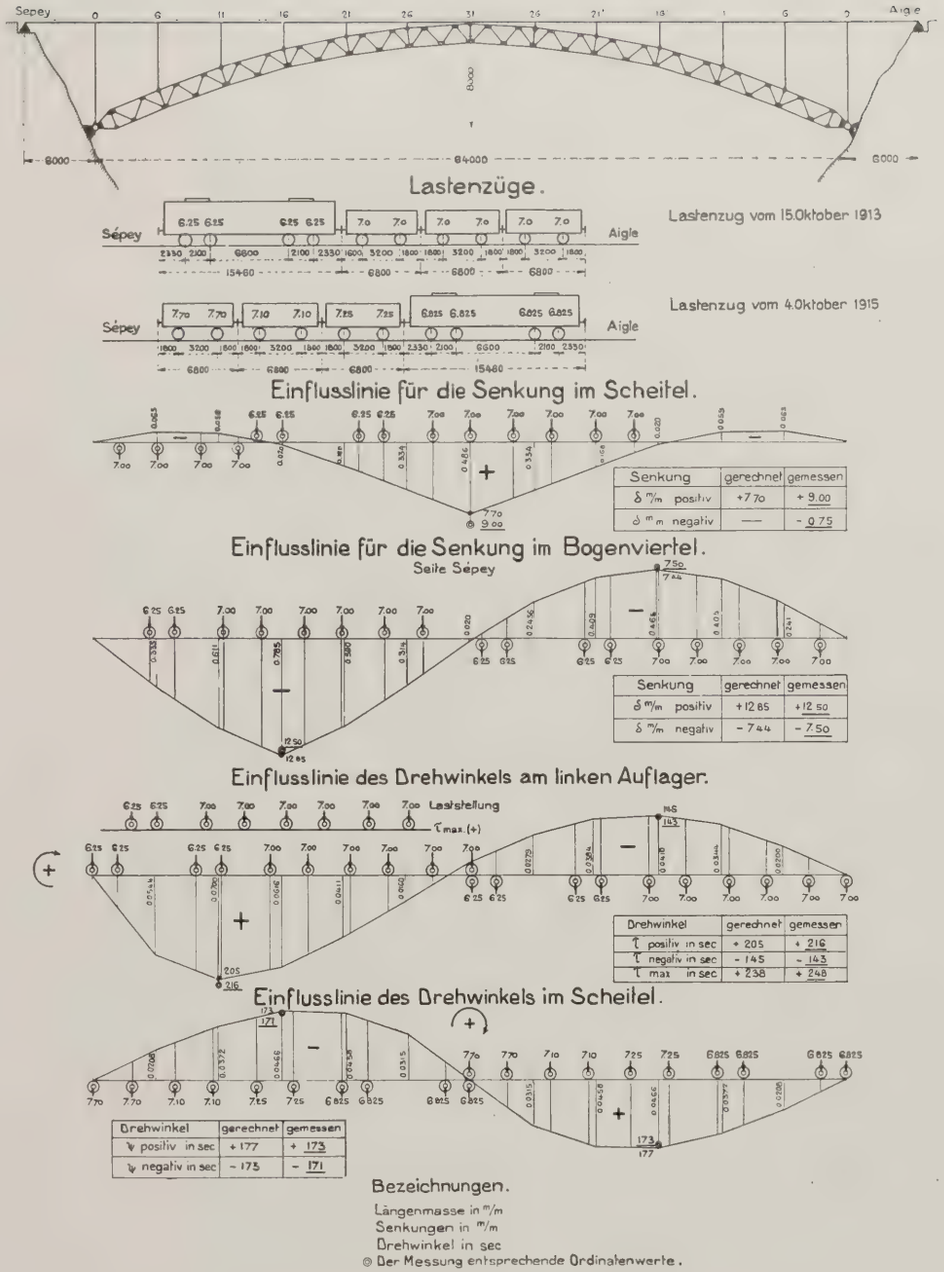



Abb. 39. Bogenbrücke über die Vanex-Schlucht, Kt. Waadt.
Gemessene und gerechnete Durchbiegungen und Drehungen aus Verkehrslast.

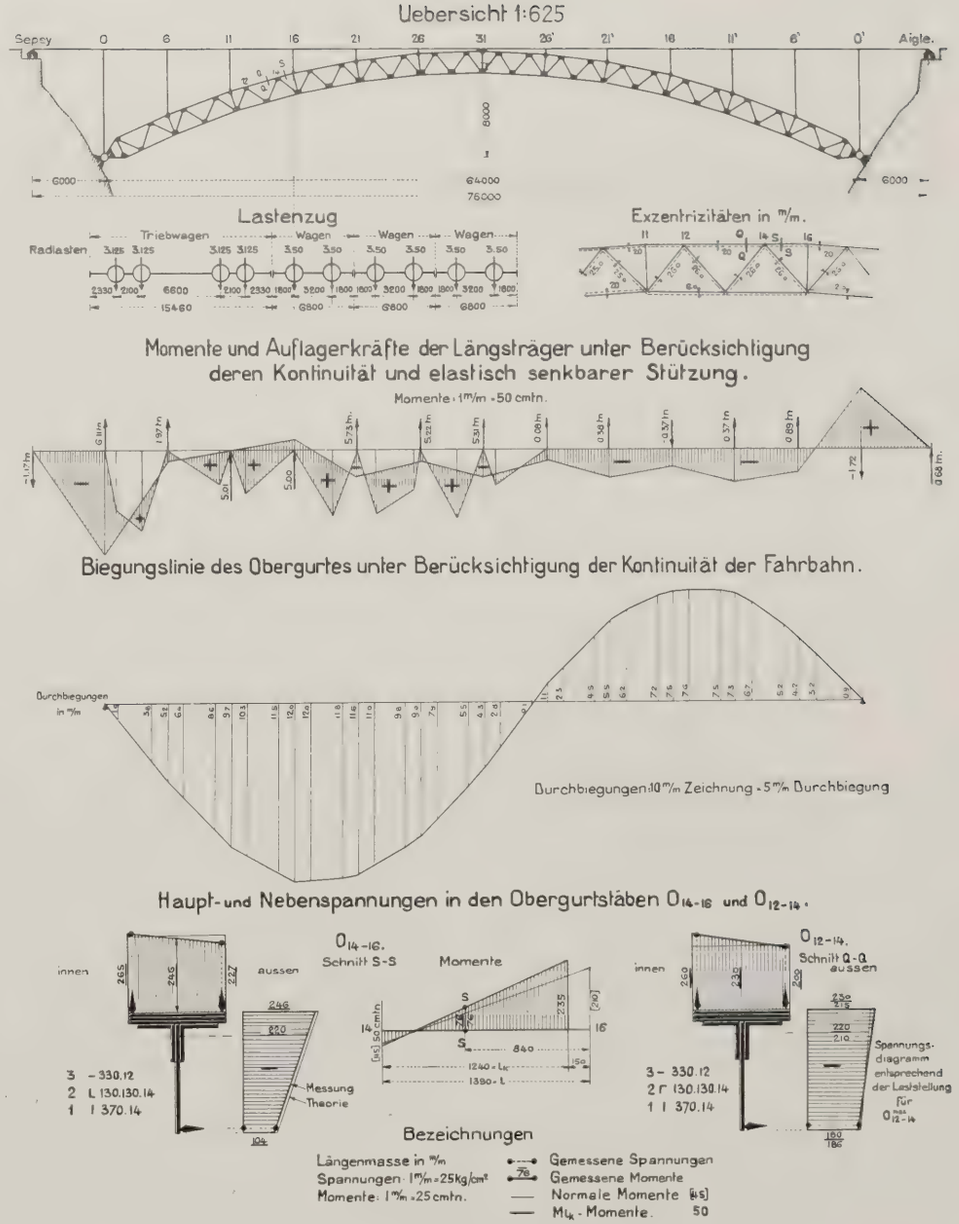



Abb. 40. Bogenbrücke über die Vanex-Schlucht, Kt. Waadt.
Momentenfläche des kontinuierlichen Längsträgers, Biegelinie des Bogenobergurtes und Spannungsdiagramme der Obergurtstäbe im Felde 11 bis 16.

Abb. 41. Obere Aarebrücke bei Interlaken, Kt. Bern. — Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn.

Stützweiten 2×42,120 Meter — Gewicht 235 Tonnen.

Nach einem Entwurfe von der *A.-G. Th. Bell & Cie.,* Kriens-Luzern, in den Jahren 1915/16 erbaut.

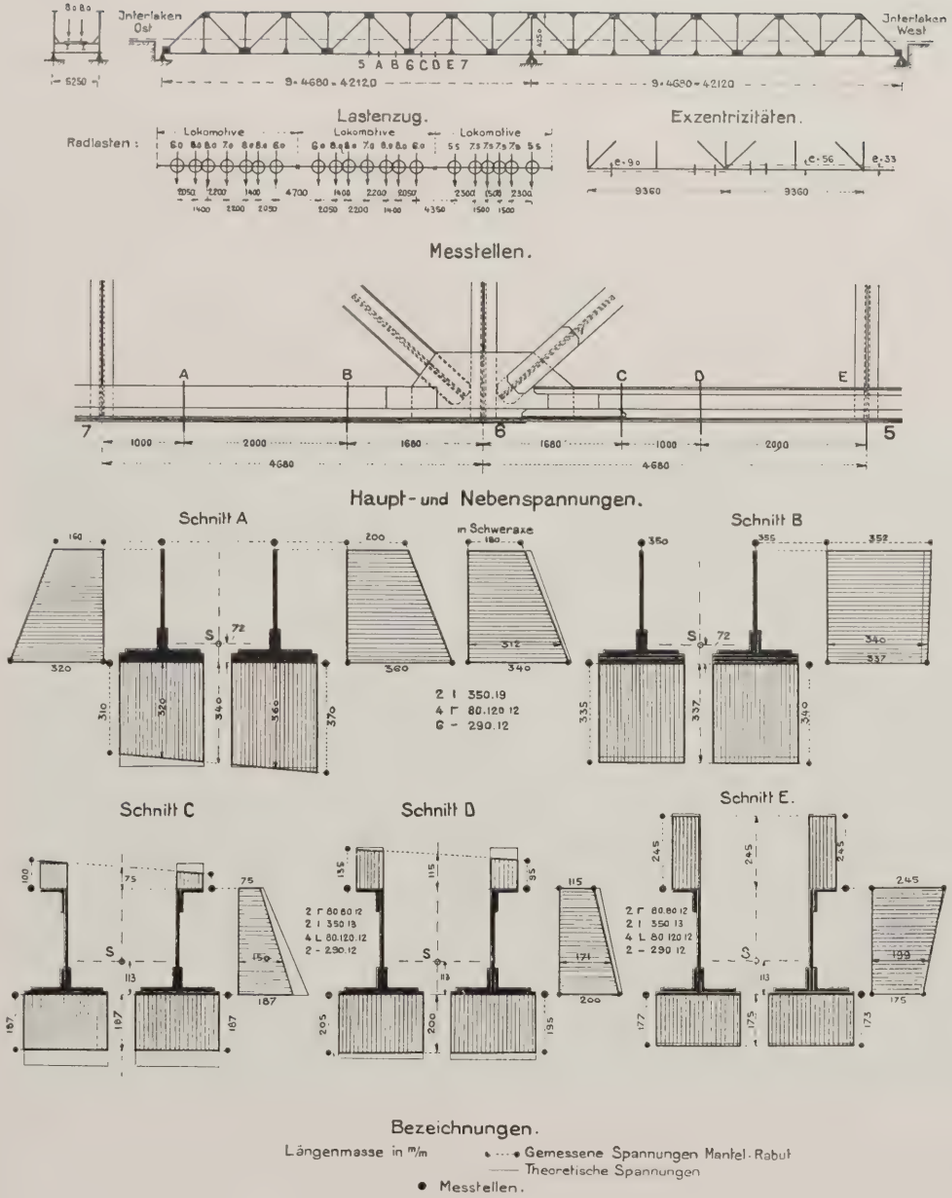



Abb. 42. Obere Aarebrücke Interlaken. B. L. S.

Haupt- und Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunkte und Exzentrizitäten der Stabschweraxen für Verkehrslast.

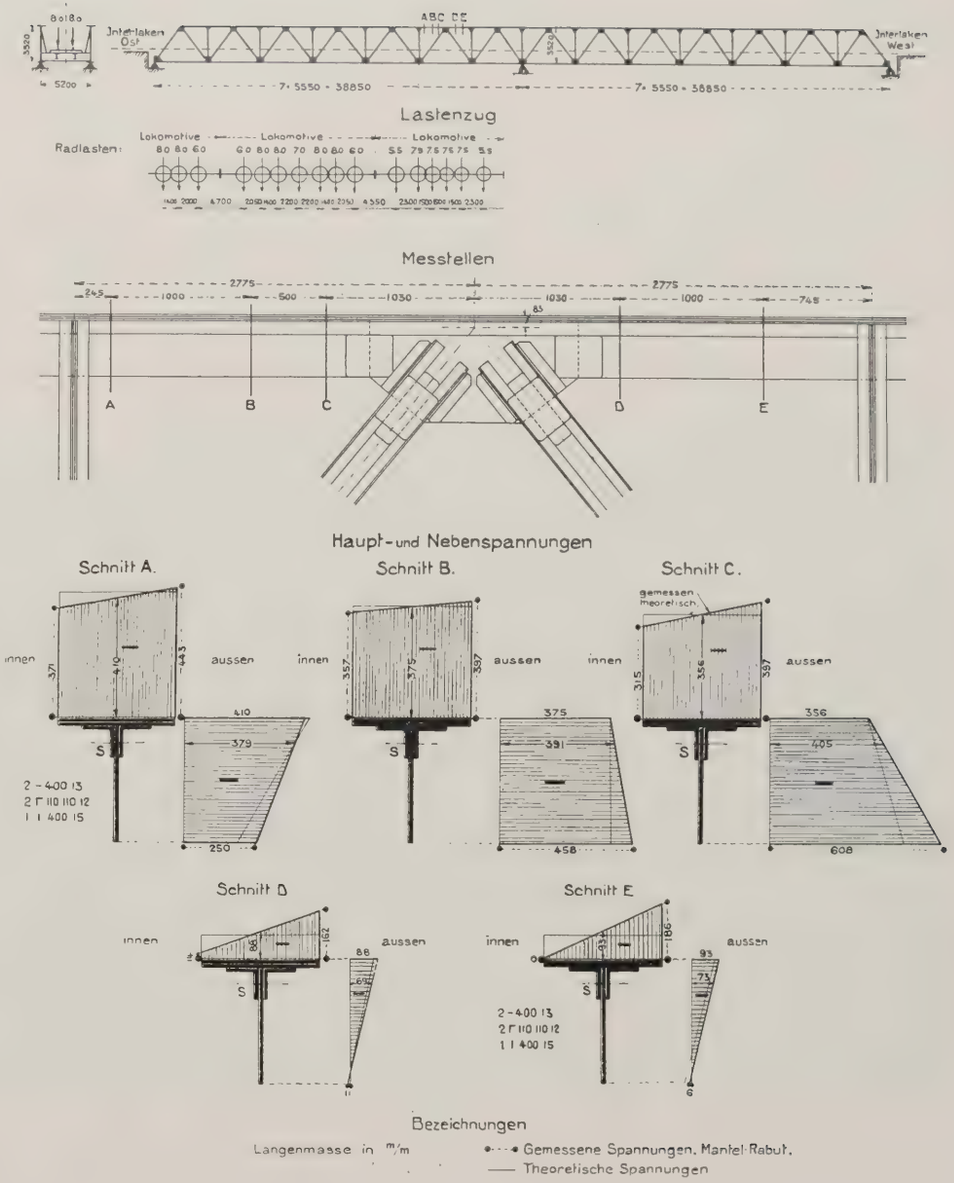



Abb. 44. Untere Aarebrücke Interlaken. B. L. S.

Haupt- und Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunkte und Exzentrizitäten der Stabschweraxen für Verkehrslast.

Abb. 43. Untere Aarebrücke bei Interlaken, Kt. Bern. — Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn.

Stützweiten 2×33,85 Meter — Gewicht 190 Tonnen.

Nach eigenem Entwurfe von der *A.-G. Bosshard & Cie.,* Näfels, Kt. Glarus, in den Jahren 1915/16 erbaut.

Abb. 45. Brücke über den Rhein bei Thusis, Kt. Graubünden. — Rhätische Bahnen.

Stützweite 81,9 Meter. — Gewicht 292 Tonnen.

Nach dem Entwurfe von Obering. *Ackermann* von der *A.-G. Th. Bell & Cie.*, Kriens-Luzern, im Jahre 1901 erbaut.

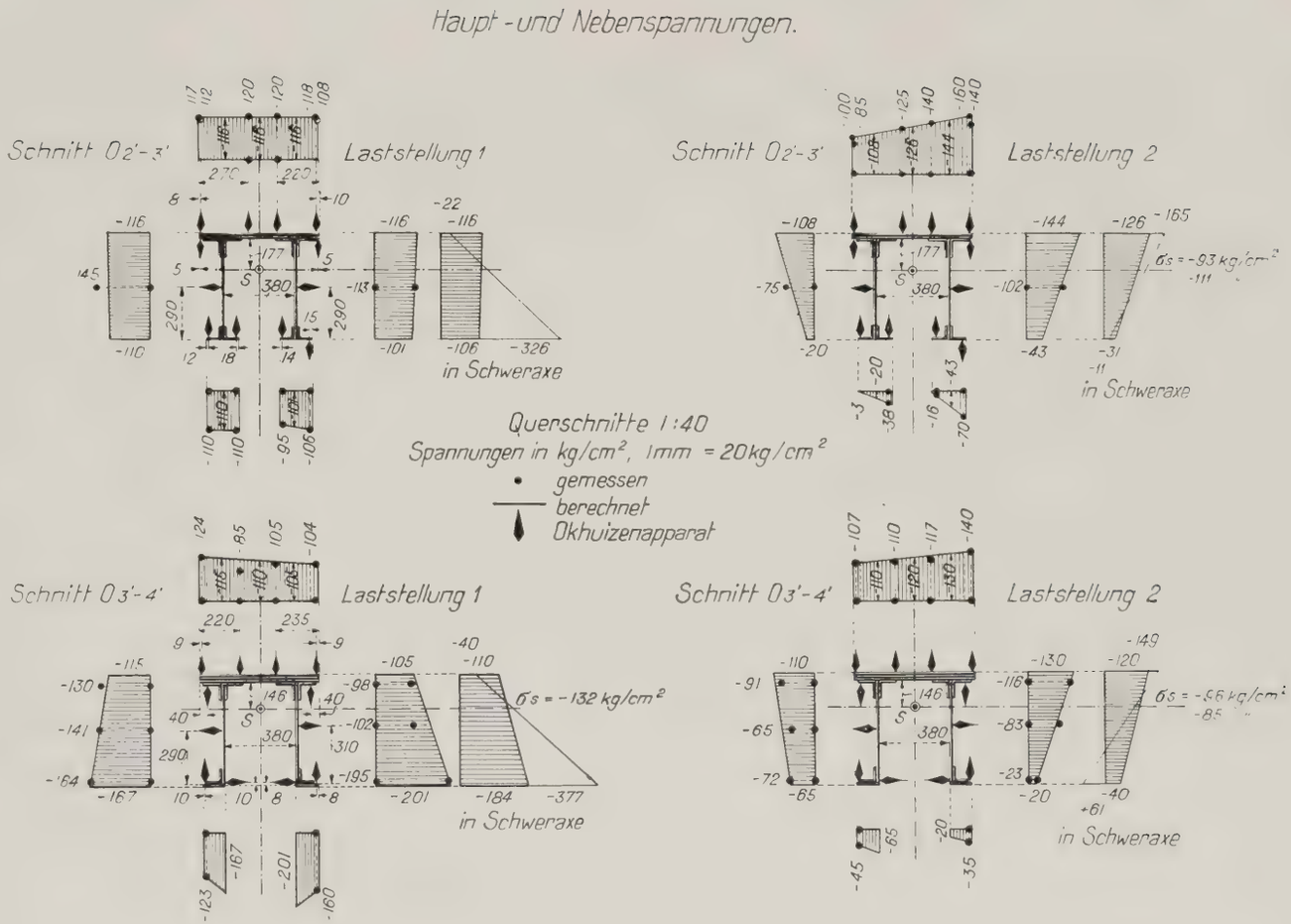
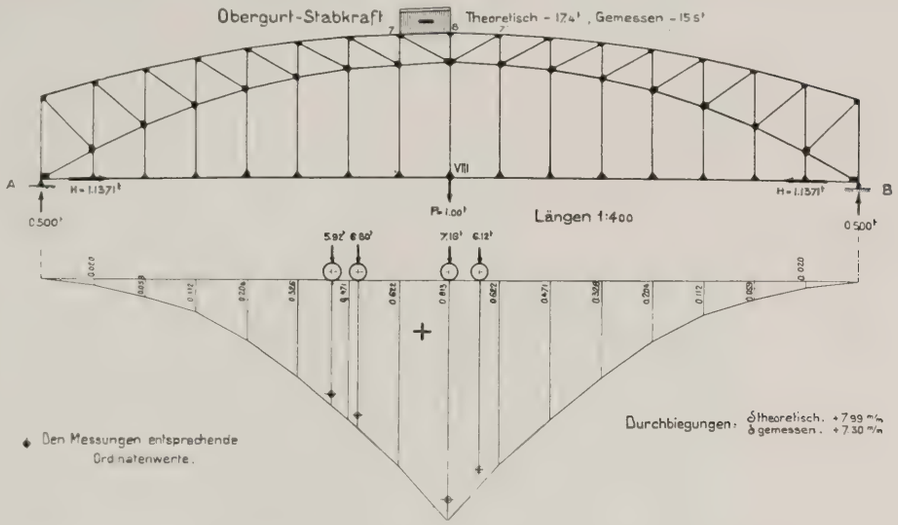



**Abb. 47. Rheinbrücke Thusis. Rh. B.**

Haupt- und Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunkte und Exzentrizitäten der Stabschweraxen für Verkehrslast.

Abb. 48. Strassenbrücke über die Rhone bei Sitten, Kt. Wallis. — Baudepartement des Kanton Wallis.
Stützweite 55 Meter — Gewicht 151 Tonnen.
Nach eigenem Entwurfe von der *A.-G. Conrad Zschokke,* Werkstätte Döttingen, Kt. Aargau, im Jahre 1915 erbaut.

Einflusslinie der lotrechten Durchbiegungen des Knotens VIII des Zugbandes.




Einflusslinie der lotrechten Durchbiegungen des Knotens IV' des Zugbandes.

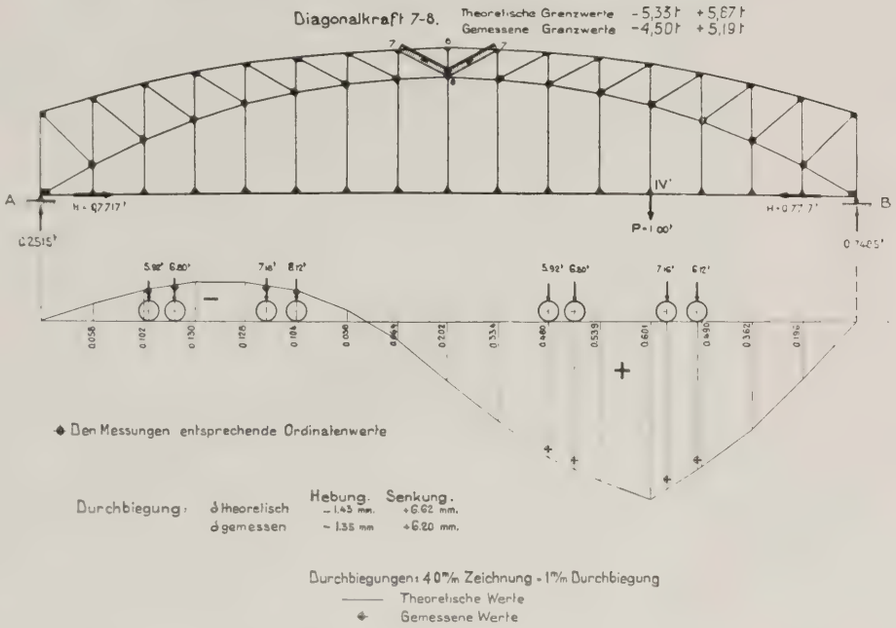
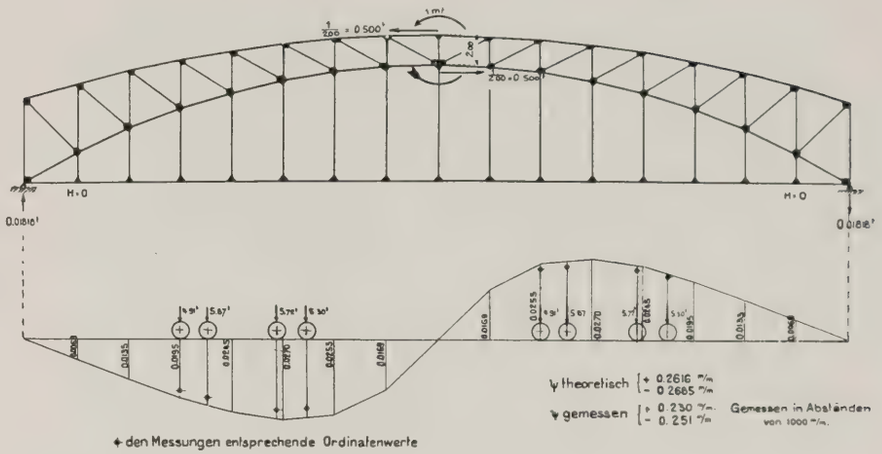
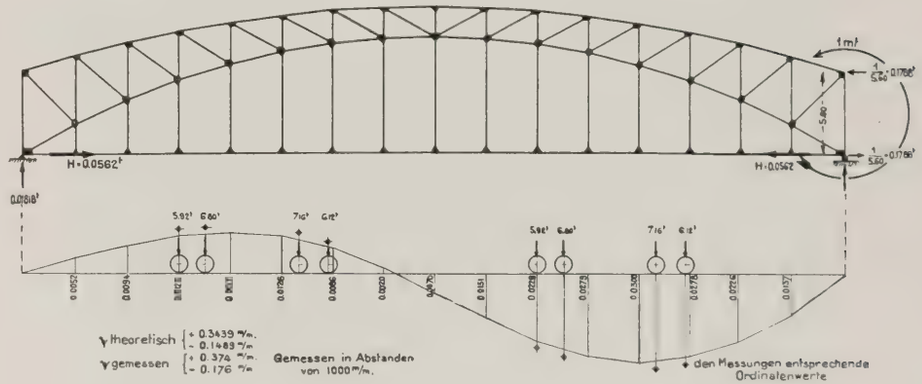



Abb. 49. Strassenbrücke über die Rhone bei Sitten, Kt. Wallis.
Einflusslinie der lotrechten Durchbiegungen.

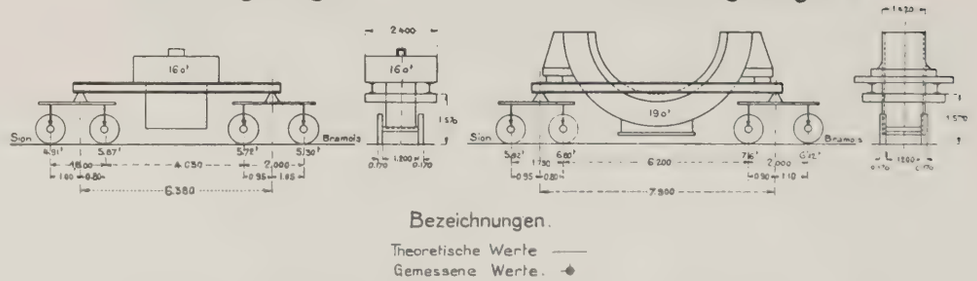
Einflusslinie der Drehung des Pfostens im Scheitel.




Einflusslinie der Drehung des Portalpfostens. Seite Bramois.




Belastungswagen I. Belastungswagen II.




Bezeichnungen.
Theoretische Werte
Gemessene Werte.

Abb. 50. Strassenbrücke über die Rhone in Sitten, Kt. Wallis.
Einflusslinie der Pfosten-Drehungen.

Abb. 51. Ansicht von der Oberwasserseite.

Abb. 51 und 52. Strassenbrücke über die Rhone bei Chippis, Kt. Wallis. — Baudepartement des Kanton Wallis.
Stützweite 49,6 Meter. — Gewicht 112 Tonnen.
Nach eigenem Entwurfe von der *A.-G. Conrad Zschokke,* Werkstätte Döttingen, Kt. Aargau, im Jahre 1917 erbaut.

Abb. 52. Innenansicht.

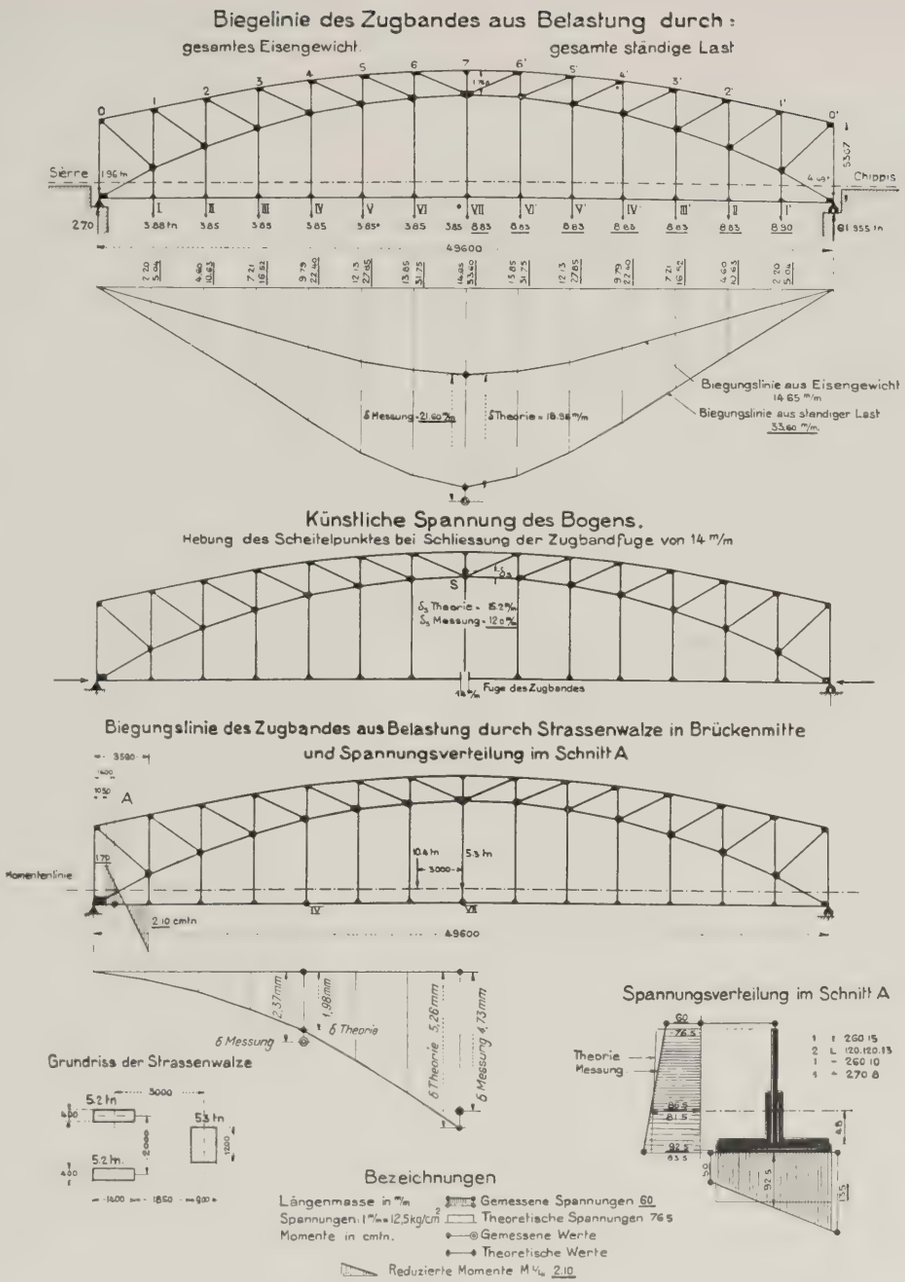



Abb. 53. Rhonebrücke Chippis, Kt. Wallis.

Gemessene und berechnete Durchbiegungen und Spannungen des Zugbandes.

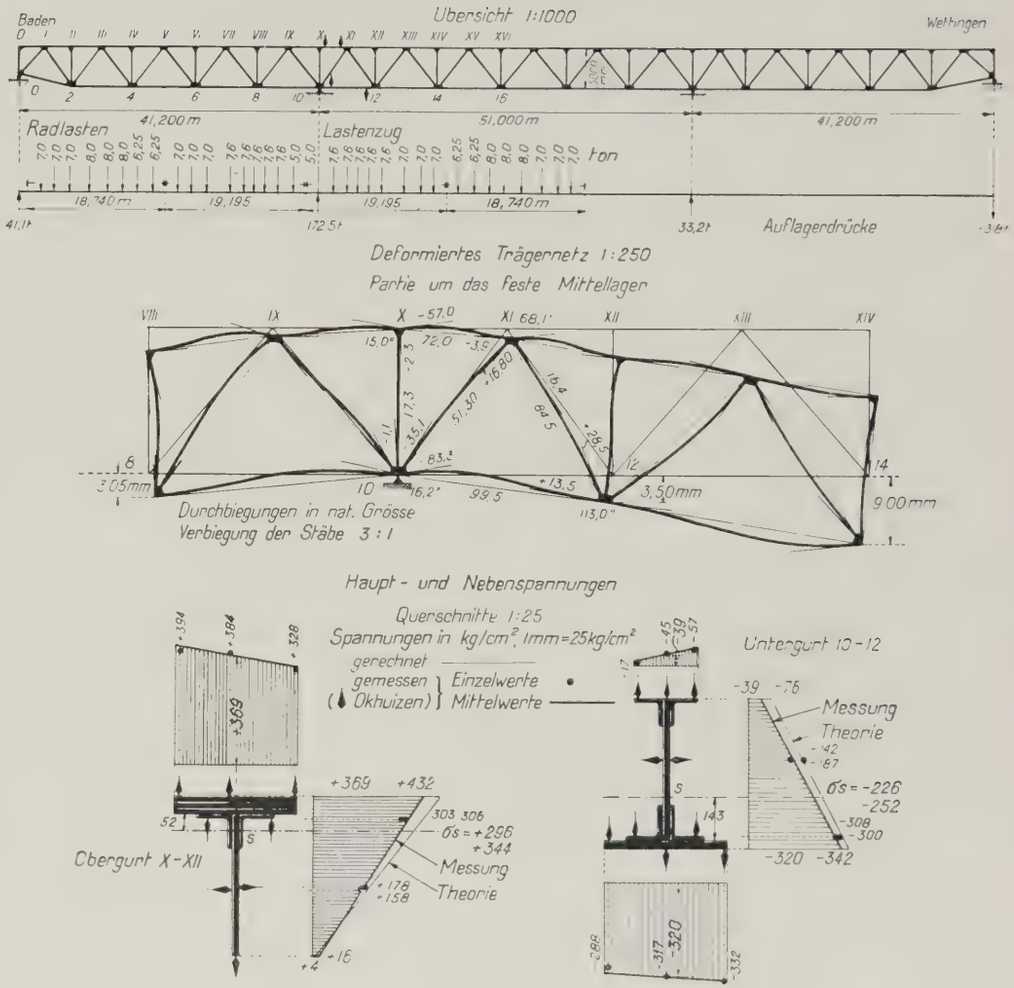



Abb. 55. Untere Limmatbrücke Wettingen. S. B. B.

Haupt- und Nebenspannungen infolge Verkehrslast mit Berücksichtigung der Exzentrizitäten der Stabschweraxen.

Abb. 54. Untere Limmatbrücken bei Wettingen, Kt. Aargau. – S. B. B., Zürich-Baden.

Stützweiten 41,2 Meter – 51 Meter – 41,2 Meter. – Gewicht 390 Tonnen per Brücke.

Nach dem Entwurf der S. B. B. von den Firmen *Wartmann, Vallette & Cie.,* Brugg, Kt. Aargau; *Buss A.-G.,* Basel, Pratteln; *Löhle & Kern A.-G.,* Zürich und *A.-G. Conrad Zschokke,* Werkstätte Döttingen, Kt. Aargau, erbaut.

Abb. 62. Strassenbrücke über die Rhone bei Sierre, Kt. Wallis. Baudepartement des Kanton Wallis.

Stützweite 54,7 Meter. – Gewicht 125 Tonnen.

Nach eigenem Entwurfe von der *A.-G. Conrad Zschokke,* Werkstätte Döttingen, Kt. Aargau, im Jahre 1921 erbaut.

Abb. 56. Brücke über die Aare bei Uttigen, Kt. Bern. — S. B. B., Bern-Thun.

Stützweite 65,8 Meter — Gewicht 240 Tonnen.

Nach dem Entwurfe der S. B. B. erbaut: Erstes Geleise im Jahre 1918 von der *A.-G. Th. Bell & Cie.*, Kriens-Luzern und der *A.-G. Conrad Zschokke,* Werkstätte Döttingen.

Zweites Geleise im Jahre 1920 von der *A.-G. Bosshard & Cie.,* Näfels, Kanton Glarus und *Wartmann, Vallette & Cie.,* Brugg, Kt. Aargau.

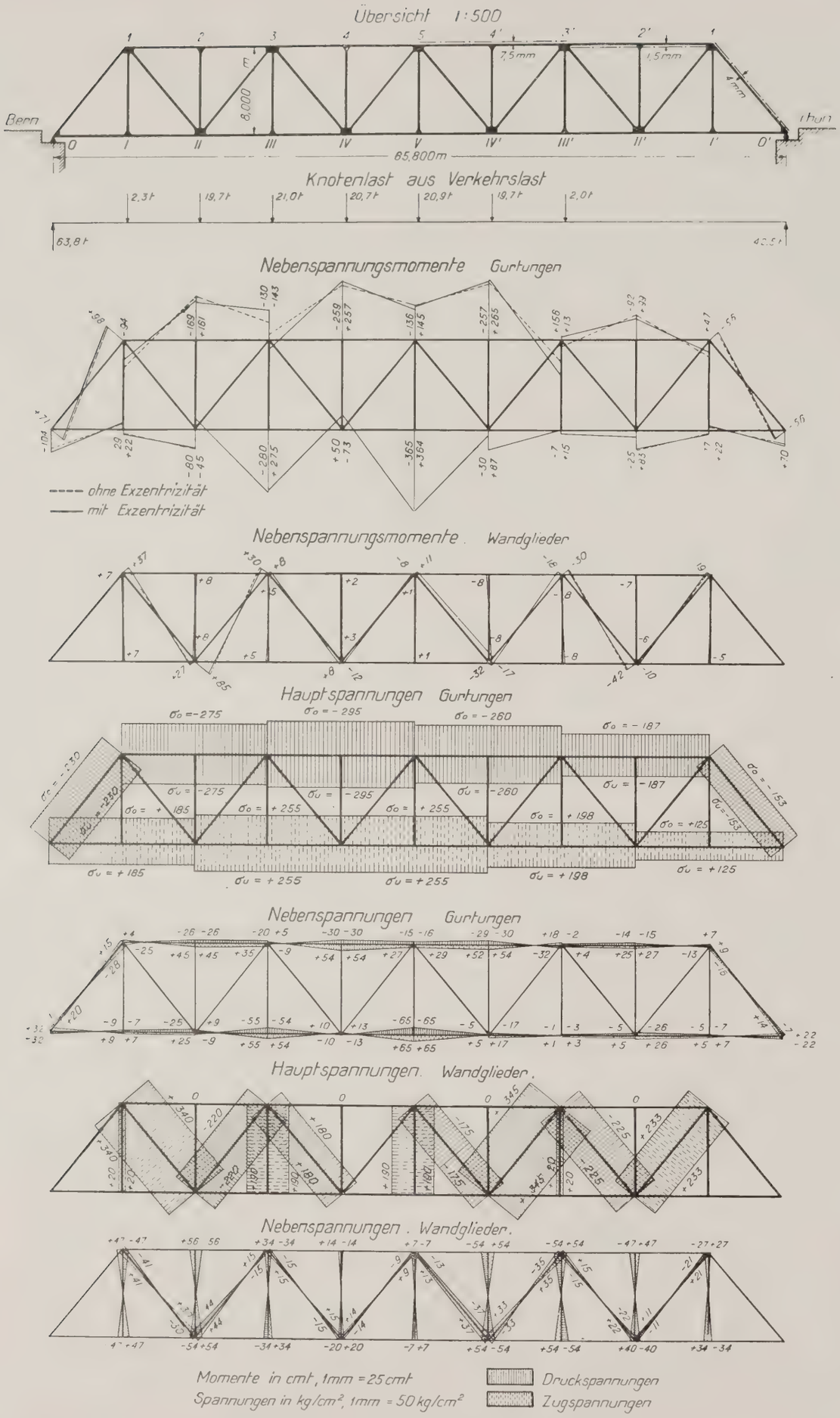



Abb. 57. Aarebrücke Uttigen, S. B. B.

Haupt- und Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunkte und Exzentrizitäten der Stabschweraxen für Verkehrslast.

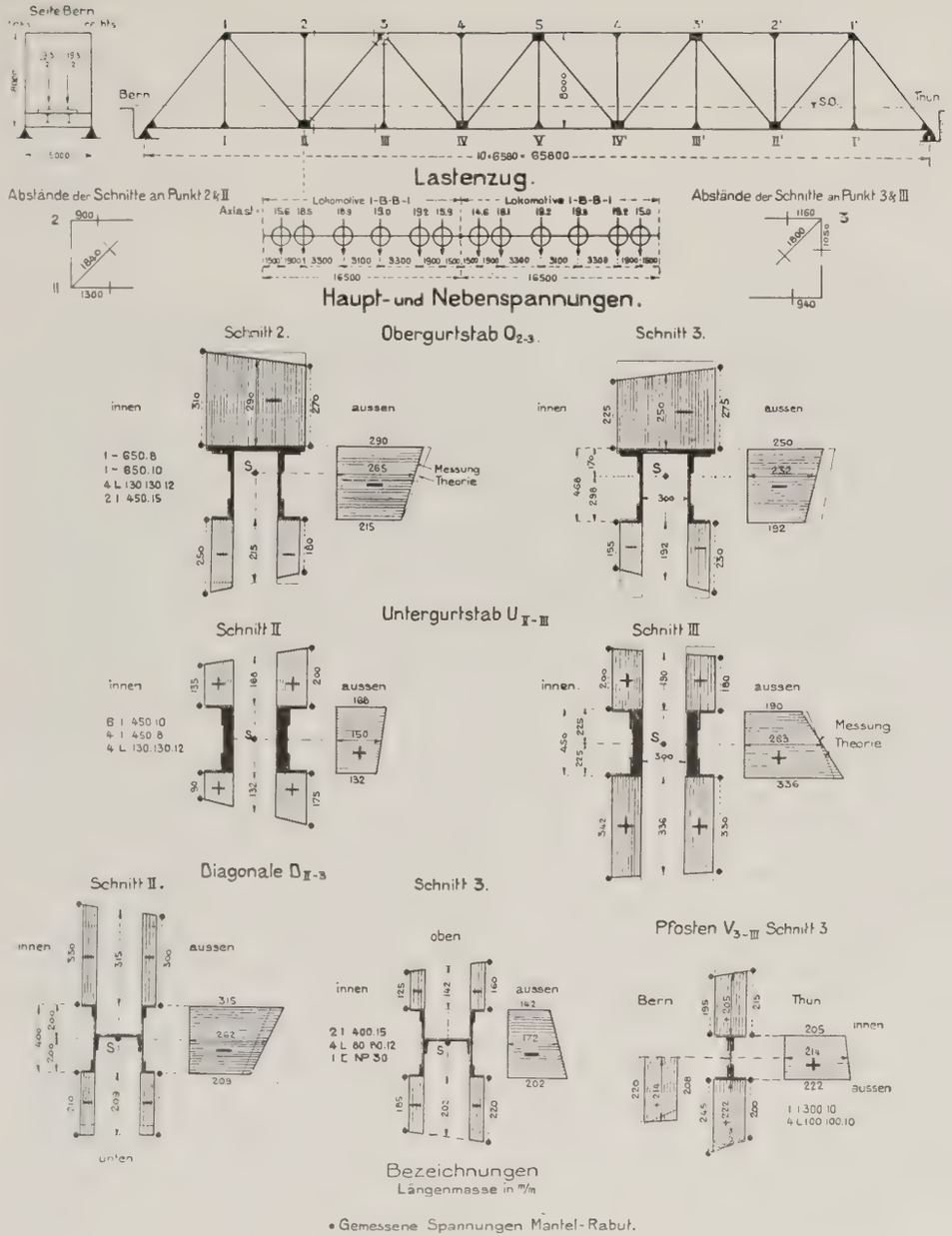



Abb. 58. Aarebrücke Uttigen. S. B. B.

Haupt- und Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunkte und Exzentrizitäten der Stabschweraxen für Verkehrslast.

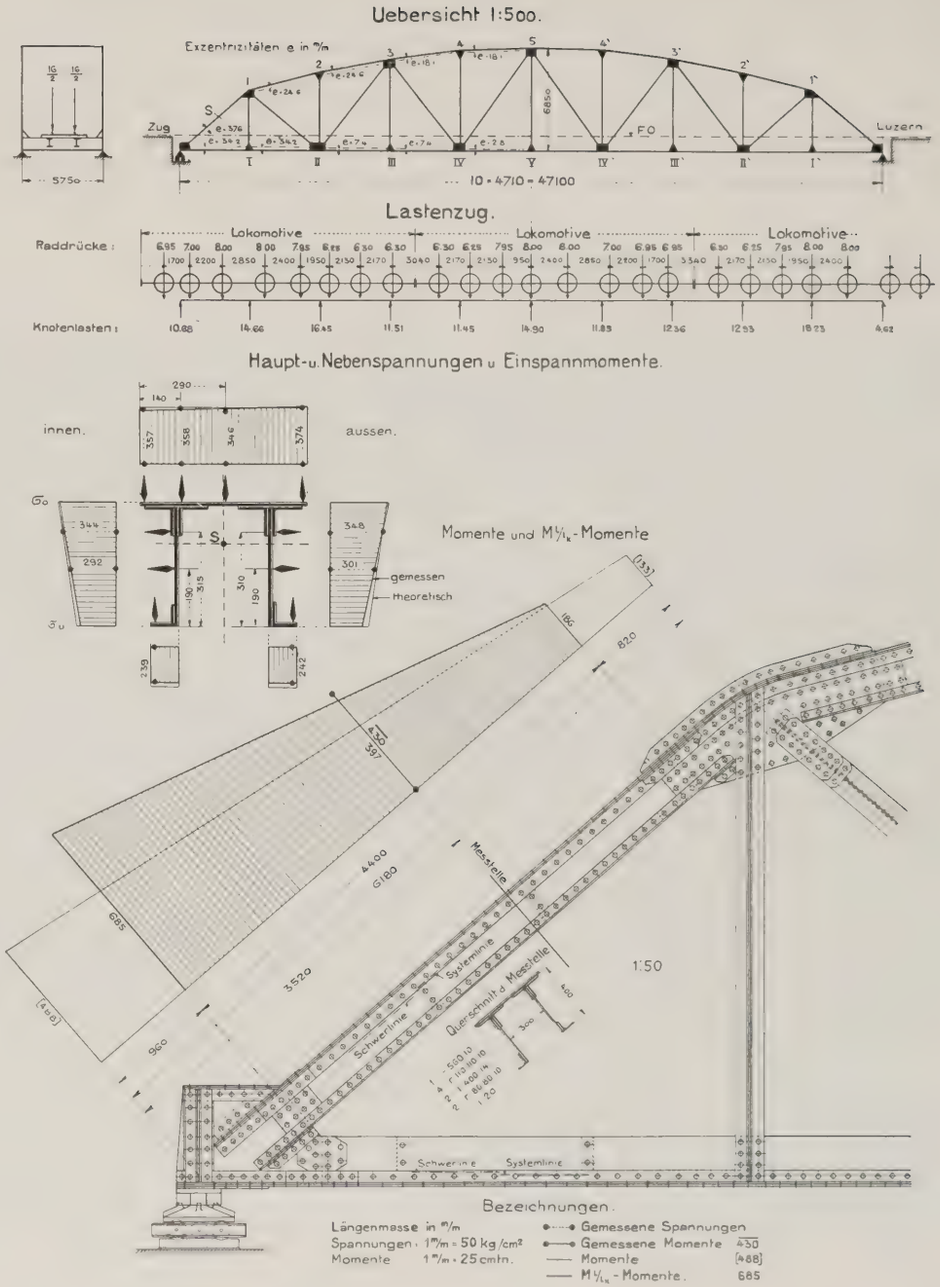



Abb. 61. Reussbrücke Fluhmühle bei Luzern. S. B. B., Luzern-Zürich.

Stützweite 47,10 m.

Haupt- und Nebenspannungen entsprechend einer Belastung von drei Lokomotiven.

Abb. 59. Reussbrücke Fluhmühle bei Luzern. — S. B. B., Luzern-Zürich.

Stützweiten 3 × 47,10 Meter. — Gewicht 150 Tonnen pro Oeffnung.

Nach dem Entwurf der S. B. B. von den Firmen *A.-G. Th. Bell & Cie.*, Kriens-Luzern, *Löhle & Kern A.-G.*, Zürich und *A.-G. Conrad Zschokke*, Werkstätte Döttingen, Kt. Aargau, im Jahre 1921 erbaut.

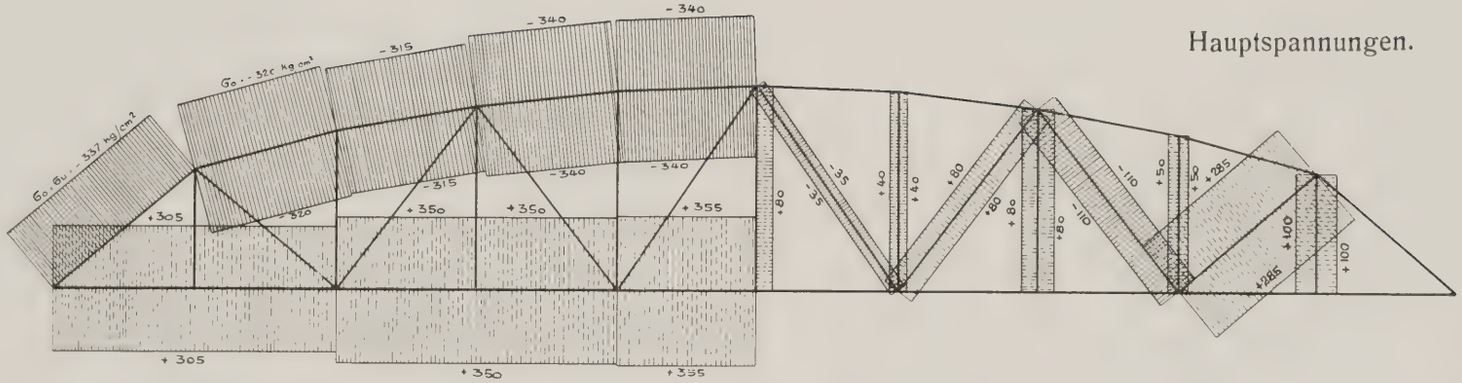



Abb. 60. — Reussbrücke Fluhmühle bei Luzern. — S. B. B. Luzern-Zürich.

Stützweite 47,10 m.

Theoretische Haupt- und Nebenspannungen, entsprechend der gleichen Belastung von drei Lokomotiven wie in Abb. 61.

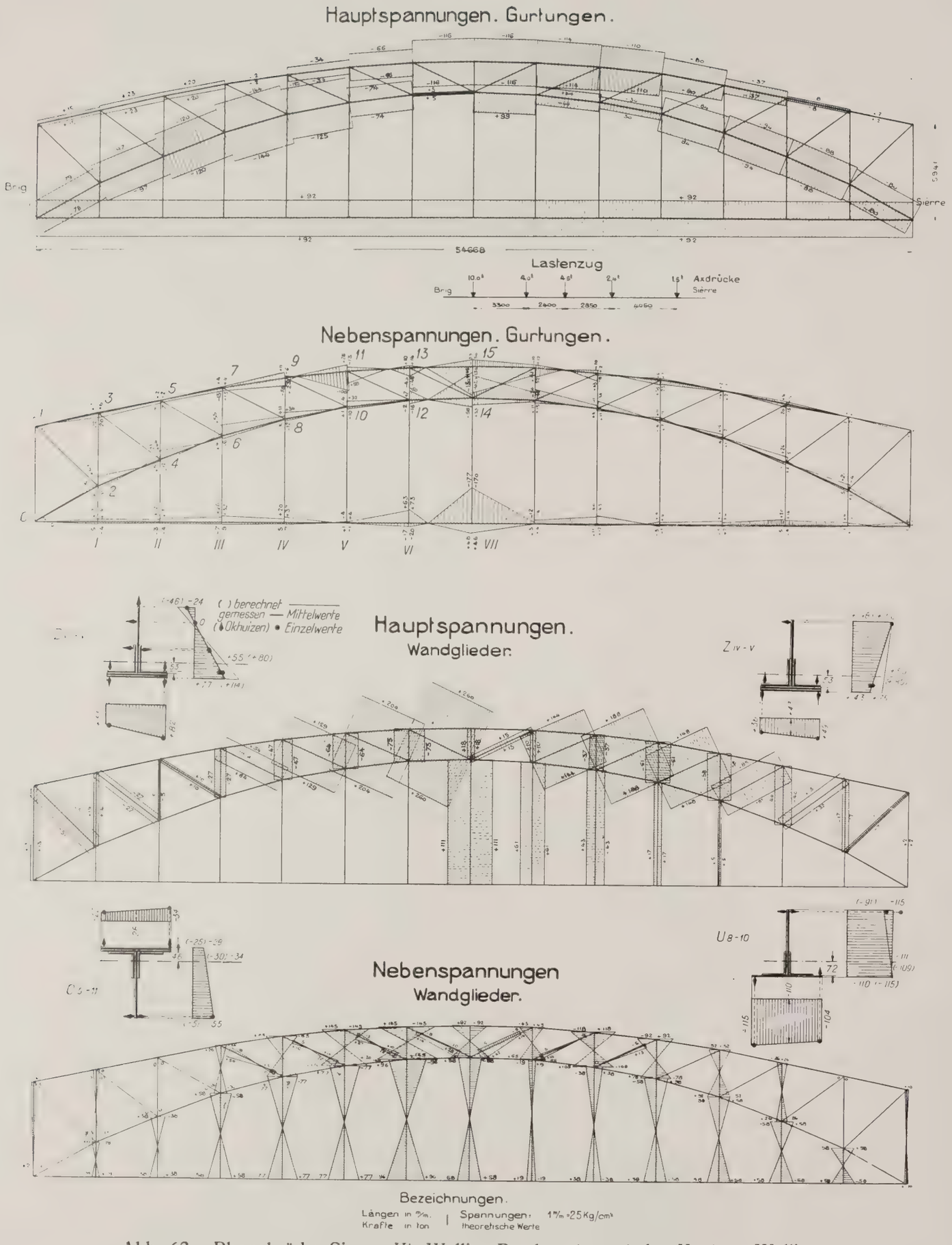
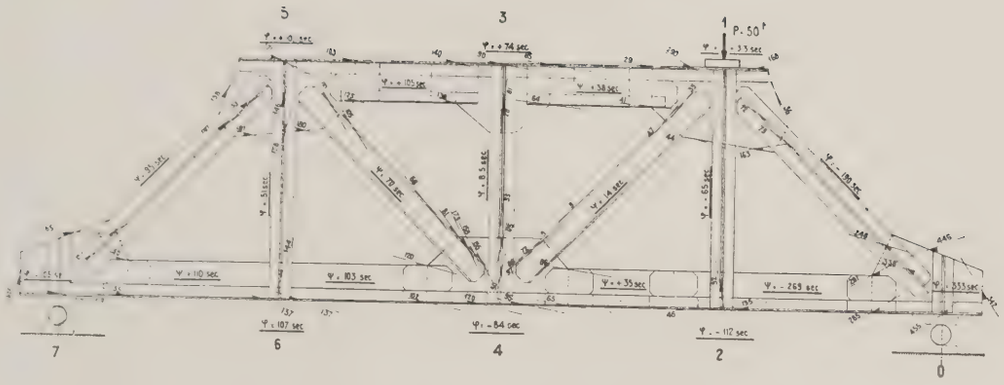



Abb. 63. Rhonebrücke Sierre, Kt. Wallis. Baudepartement des Kantons Wallis.

Haupt- und Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunkte mit Berücksichtigung der Exzentrizität der Stabschweraxen für Verkehrslast.



Knotenblech 4.

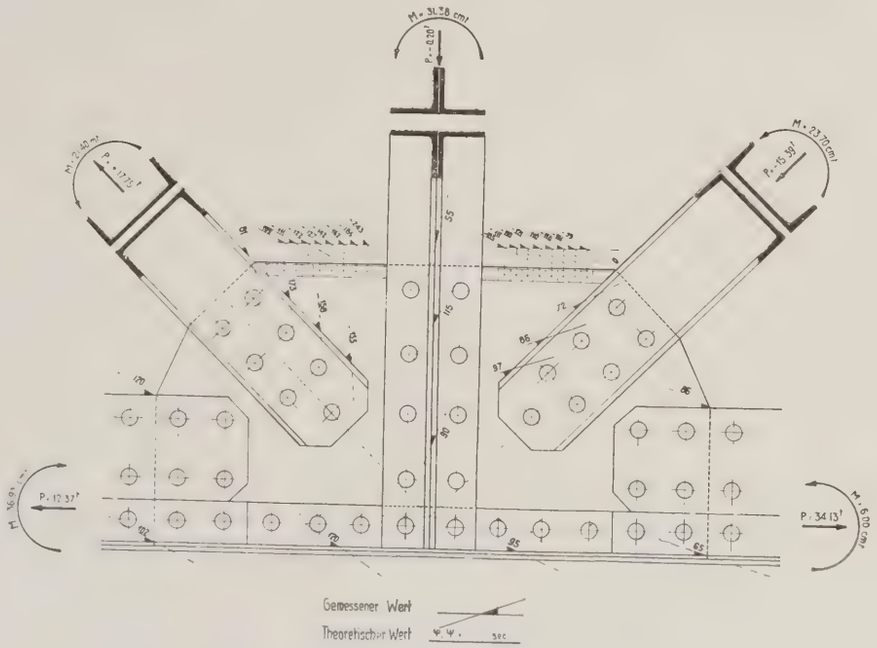



Abb. 64. Versuchsträger Wyss.
Neigungsmessungen an den Stäben und Knotenblechen.
Belastungsfall II.

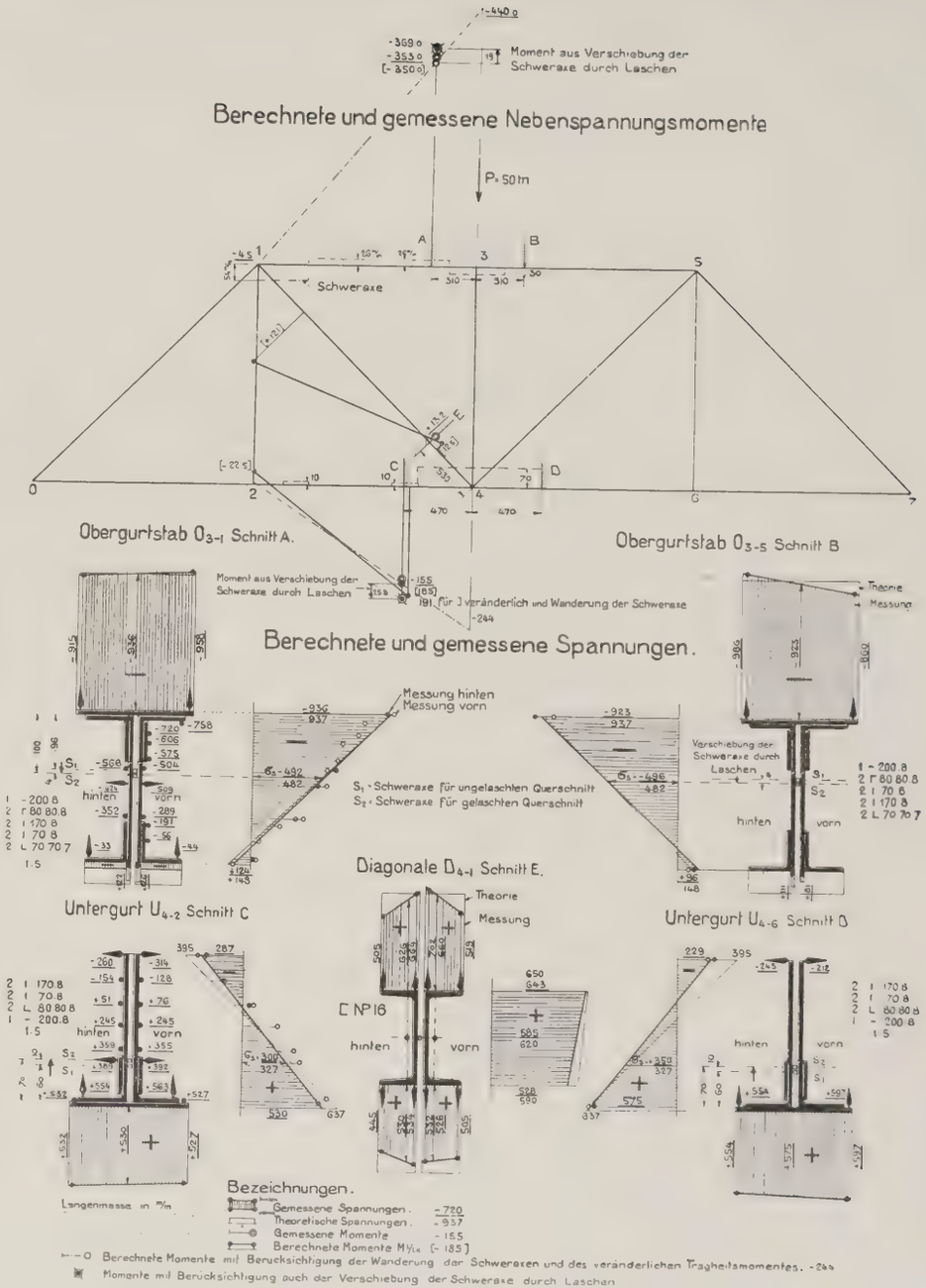



Abb. 65. Versuchsträger Wyss.
Momente, Haupt- und Nebenspannungen aus steifen Knotenpunkten für Belastungsfall I.

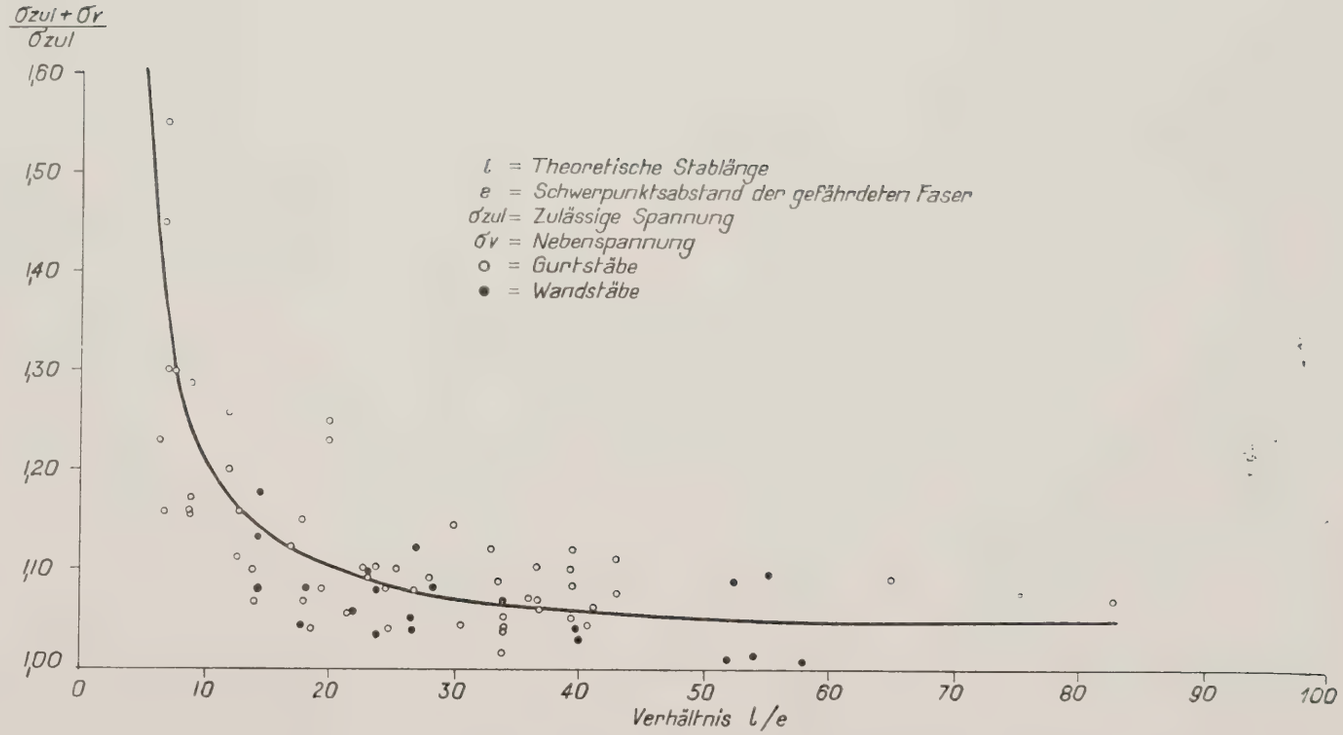



Abb. 66. Nebenspannungen steifknotiger Fachwerke als Funktion der Schlankheit der Stäbe.
Schweizerische Messungen 1917—1925.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Spannungsverteilung bei Füllungsgliedern von Brücken auf Grund von Messungen.

Von *A. Meyer*,
Ingenieur bei der Generaldirektion der S. B. B. in Bern.

# Spannungsverteilung bei Füllungsgliedern von Brücken auf Grund von Messungen.

Von A. *Meyer*,
Ingenieur bei der Generaldirektion der S. B. B in Bern.

Die nachstehend zur Darstellung gebrachten Messergebnisse an eisernen Brücken, sowie an einer hölzernen Brücke sind eine Auswahl von Messungen, die anlässlich von periodischen Brückenproben auf dem Netze der Schweizerischen Bundesbahnen durchgeführt wurden. Einzig der Träger der Cullybrücke wurde in anderer Weise erprobt, wie weiter unten ausgeführt wird. Die Spannungsmessungen, die durchweg mit Spannungsmessern System Okhuizen ausgeführt wurden, hatten zum Ziele, insbesondere bei Gitterträgern Klarheit darüber zu verschaffen, wie sich die Querkraft über die einzelnen Stäbe verteilt. Die Messungen, denen jeweilen bestimmte Laststellungen der Belastungszüge zugrunde gelegt worden sind, wurden so ausgeführt, dass die Spannungsebene der Stabquerschnitte und damit auch die Schwerpunktsspannungen bestimmt werden konnten. Die Messresultate sind das Mittel aus mindestens drei Ablesungen.

### *1. Gitterbrücke über den Linthkanal bei Weesen.*

Diese im Jahre 1859 erstellte und im Jahre 1897 durch einen Bogen verstärkte Brücke stellt ein 16faches Netzwerk mit Pfosten dar (Abb. 1). Die Spannungsmessung, ausgeführt im Jahre 1922, mit Spannungsmessern von 6—10 cm Messlänge, erstreckte sich auf zwei vollständige Vertikalschnitte sämtlicher Streben mit den Messstellen 1—16 bezw. 21—36. Dabei mussten die Messstellen 1 und 16 bezw. 21 und 36 um ein Maschenfeld verschoben werden, weil sonst die Strebe für die Spannungsmesser nicht zugänglich gewesen wäre. Für den Verstärkungsbogen war nur eine Messstelle notwendig, da die Kraftübertragung auf den Bogen nur bei jedem zweiten Querträger erfolgt. Sämtliche Streben der Messstellen 1—16, sowie die Zugstreben der Messstellen 21—36 bestehen aus Flacheisen 124 × 15, während die Druckstreben der letzteren aus demselben Profil gebildet, jedoch noch mit einem Winkel verstärkt sind. Da die Brücke zweigeleisig ist, wurden zwei Belastungszüge aus je 2 Lokomotiven bestehend, in die beiden Stellungen I und II gebracht. Wegen Platzmangel wurden in der Zeichnung bei den mit Winkel verstärkten Streben nur das Spannungsdiagramm des Flacheisens dargestellt.

Die Darstellung der Spannungen (Abb. 2) zeigt, dass die Spannungsverteilung infolge der Pfosten eine überaus gleichmässige ist. Einzig die untersten Druckstreben 12, 14 und 16 bezw. 32, 34 und 36 arbeiten etwas weniger als die übrigen. Das ungleichmässige Verhalten dieser Streben dürfte auf Herstellungsungenauigkeiten und vielleicht auch auf Rahmenwirkungen zurückzuführen sein. Bemerkenswert sind ferner die ziemlich parallel verlaufenden Spannungs- bezw. Querkraftslinien der beiden Laststellungen I und II. Die Linien zeigen auch, dass sich die Querkraft entsprechend den Strebenquerschnitten auf die Strebenzüge verteilt. Die Uebereinstimmung der gemessenen und berechneten Querkraft muss, insbesondere für die Schnitte 21—36, als eine gute bezeichnet werden. Die Nebenspannungen sind nicht bedeutend; allerdings ist hierbei zu beachten, dass die Spannungsmessung in den Maschenmitten erfolgte, wo die Nebenspannungen eher geringer ausfallen dürften.

### *2. Träger der Brücke in Cully* (Linie Lausanne-St. Maurice).

Die Messungen an diesem 6fachen, mit Pfosten ausgesteiften Gitterträger stammen von einer Versuchsserie, die von der *Techn. Kommission des Verbandes schweizerischer Brücken- und Eisenhochbaufabriken* mit Trägern von ausgewechselten Gitterbrücken im Jahre 1923 auf einer grossen Biegepresse durchgeführt wurden (Abb. 3 und 4). Das Ergebnis dieser Versuche soll demnächst in einer besonderen Druckschrift veröffentlicht werden. Die bis zum Bruch ausgeführten Versuche, von denen einige Träger hier abgebildet sind, sollten unter anderem die Frage der Knicklänge der Druckstreben abklären (Abb. 5, 6 und 7).

Die Schaulinien des Spannungsverlaufes der Schnitte 7, 8 und 3 zeigen eine ziemlich gute Uebereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Schwerpunktsspannungen. Die Schaulinien des Schnittes 4 (Druckstreben aus Flacheisen) zeigen das beginnende Ausknicken bei etwa 500 kg pro cm² (Abb. 8 und 9). Die Nebenspannungen erreichen bei dieser Strebe beträchtliche Werte. Für einen Pressendruck von 49,1 t sind auch die Spannungsdiagramme und die Querkraftsverteilung der Streben dargestellt. Die Spannungsdiagramme zeigen nur bei den unsymmetrischen Profilen grössere Nebenspannungen. Aus den Linien der Querkraftsverteilung ist ersichtlich, dass auch hier eine den Strebenflächen *proportionale* Verteilung der Querkraft mit den tatsächlichen Verhältnissen besser übereinstimmt als die auf die Streben *gleichmässig* verteilte Querkraft (Abb. 10, 11 und 12).

### *3. Hölzerne Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ragaz.*

Die 1856 erstellte Brücke wurde als kontinuierlicher Träger über 5 Oeffnungen berechnet (Abb. 13). Aus den Einsenkungsdiagrammen der Oeffnungsmitten geht hervor, dass die Kontinuität gering ist und daher zur Berechnung der Stabkräfte, für die ein *zweimalzweifaches System* zugrunde gelegt wurde, unberücksichtigt blieb. Die gemessenen Dehnungen (ausgeführt im Jahre 1922) wurden für die Holzteile mit einem Elastizitätsmodul von $E = 100$ t/cm² in Span-

nungen umgerechnet. Die Biegungsspannungen in den Gurten, einzelnen Streben und den Zugstangen sind beträchtlich. Sie rühren daher, dass die Querträger zwischen den Knotenpunkten auf den Untergurt aufliegen. Das dabei entstehende Biegungsmoment wird auch auf die anderen Teile übertragen. Auffallend ist das ungleichmässige Arbeiten der drei Hölzer der Gurtungen. Während im Untergurt der äussere und der innere Balken sich an der Aufnahme der Gurtkraft ziemlich gleichmässig beteiligen, wird der mittlere Balken fast nur durch ein reines Biegungsmoment beansprucht. Aehnlich liegen die Verhältnisse im Obergurt. Dieses Verhalten ist wahrscheinlich eine Folge von schlechten Uebertragungsstellen bei den Stössen und Knotenpunkten. Diese Annahme, die auch durch das sehr ungleichmässige Arbeiten der Zugstangen (die äussere Zugstange im Schnitt 8 arbeitet überhaupt nicht) und die mangelhafte Kontinuitätswirkung bestätigt wird, wäre auch eine Erklärung dafür, dass die aus den gemessenen Dehnungen mit $E = 100$ t/cm² berechneten Spannungen durchweg viel zu niedrig ausgefallen sind. Um Uebereinstimmung zu erhalten, müsste mit einem 1½- bis 3fach grösseren Elastizitätsmodul gerechnet werden. Auch hier stimmt die Verteilung der Querkraft proportional den Strebenflächen besser überein, als eine *gleichmässige* Verteilung auf die einzelnen Strebenzüge. Dabei ist zu bemerken, dass die Kräfte in den hölzernen Zugstreben nicht als Zugkräfte, sondern als eine Abnahme der durch die eisernen Zugstangen in den Stäben erzeugten Druckkräfte aufzufassen sind (Abb. 14).

*4. Vorlandöffnung der Reussbrücke bei Mellingen.*

Die im Jahre 1925 an je sechs Stellen der Zug- und Druckstreben durchgeführte Messung sollte über den Spannungsverlauf auf die ganze Strebenlänge Auskunft geben (Abb. 15). Im Kreuzungspunkt der Zug- und Druckstreben dieses Fachwerkes ohne Pfosten befinden sich vier Nieten. Wie aus den Spannungsdiagrammen hervorgeht, sind die Nebenspannungen infolge der Vernietung der Knotenpunkte und des Kreuzungspunktes gering, wohl, weil infolge des Fehlens der Pfosten die Einspannstellen weniger starr sind. Grösser sind die Nebenspanungen bei der Zugstrebe, infolge örtlicher Verbiegungen senkrecht zur Trägerebene. Insbesondere treten im Schnitt 6, wo die Verbiegung einige Millimeter beträgt, sogar Druckspannungen auf. Diese Stelle gab auch Anlass zur Vornahme der Spannungsmessung. Die verbogene Stelle, die eine Folge schlechter Ausführung sein dürfte, ist seither durch eine Lasche verstärkt worden. Infolge Kraftangriffs bei der inneren Winkelfläche wird die Druckstrebe durch das ganze Exzentrizitätsmoment beansprucht, wie die Gegenüberstellung von Messung und Rechnung zeigt. Die Verteilung der Querkraft erfolgt gleichmässig auf die beiden Streben, trotzdem die Druckstrebe eine um 5 cm² grössere Fläche besitzt. Allerdings ist der Flächenunterschied zu gering, um daraus einen Schluss ziehen zu können. Die gemessenen und berechneten Stabkräfte stimmen mit 7% Unterschied praktisch genügend genau überein (Abbild. 16).

*5. Trübbachbrücke.*

Hier sind die Nebenspannungen infolge fester Knotenpunktsvernietung grösser, während sie von dem exzentrischen Kraftangriff kleiner sind als bei der Mellingerbrücke und zwar infolge der steifen Pfosten. Für den exzentrischen Kraftangriff gibt die Berechnung mit dem halben Exzentrizitätsmoment (Spannungszahlen in Klammern) ziemlich gute Uebereinstimmung mit dem gemessenen Wert. Die berechneten und gemessenen Strebenkräfte stimmen bei einem Mittel von 10% praktisch genau genug überein. (Abb. 16).

*6. Linthbrücke im Däniberg, und Brücke über die Grosse Emme bei Burgdorf.*

Bei diesen in den Jahren 1917 bezw. 1925 erbauten Brücken (Abb. 17 und 18) ist die Uebereinstimmig zwischen gemessener und berechneter Stabkraft eine noch bessere, indem der Unterschied nur von 1—7% schwankt (Abb. 19 und 20). Auffallend ist auch die überaus gleichmässige Verteilung der Spannungen über den ganzen Querschnitt, die die Folge einer klaren Gliederung der Fachwerkstäbe und deren zentrischer Anschlüsse sind. Für die Emmenbrücke bei Burgdorf (Abb. 19) sind für die Mitte des linken Hauptträgers drei Einsenkungsdiagramme wiedergegeben, und zwar je für die Ueberfahrt der Belastungszüge 1 und 2 für sich allein als auch für diese zusammen. Die Summe der beiden Teileinsenkungen stimmt mit der Totaleinsenkung ordentlich überein.

*7. Schlussfolgerungen.*

Die aus der Spannungsmessung an Streben abgeleitete Querkraft stimmt mit der berechneten um so besser überein, je einfacher gegliedert das Fachwerk ist. Es sind daher einfache Fachwerke zu bevorzugen, die zugleich geringe Nebenspannungen aufweisen. (Siehe «Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunkt - Verbindungen eiserner Fachwerkbrücken». Bericht der Gruppe V der Techn. Kommission des Verbandes schweizerischer Brücken- und Eisenhochbaufabriken.) Immerhin arbeiten die gut gebauten, älteren, mehrfachen Fachwerke nicht so unregelmässig, wie dies vielfach behauptet worden ist.

Die Querkraftsverteilung erfolgt mit guter Annäherung stets *proportional* dem Flächeninhalte der einzelnen Streben. Die Verteilung auf Grund der Anzahl der Strebenzüge ergibt keine befriedigende Uebereinstimmung mit den wirklichen Verhältnissen.

Abb.. 1. Brücke über den Linthkanal bei Weesen, Kt. Glarus. — S. B. B., Zürich-Chur.
Stützweite 49,6 Meter.
Von Ing. *Dollfuss* in Mülhausen im Jahre 1859 erstellt und im Jahre 1897 von der *A.-G. Th. Bell & Cie.*, Kriens-Luzern durch einen Bogen verstärkt.

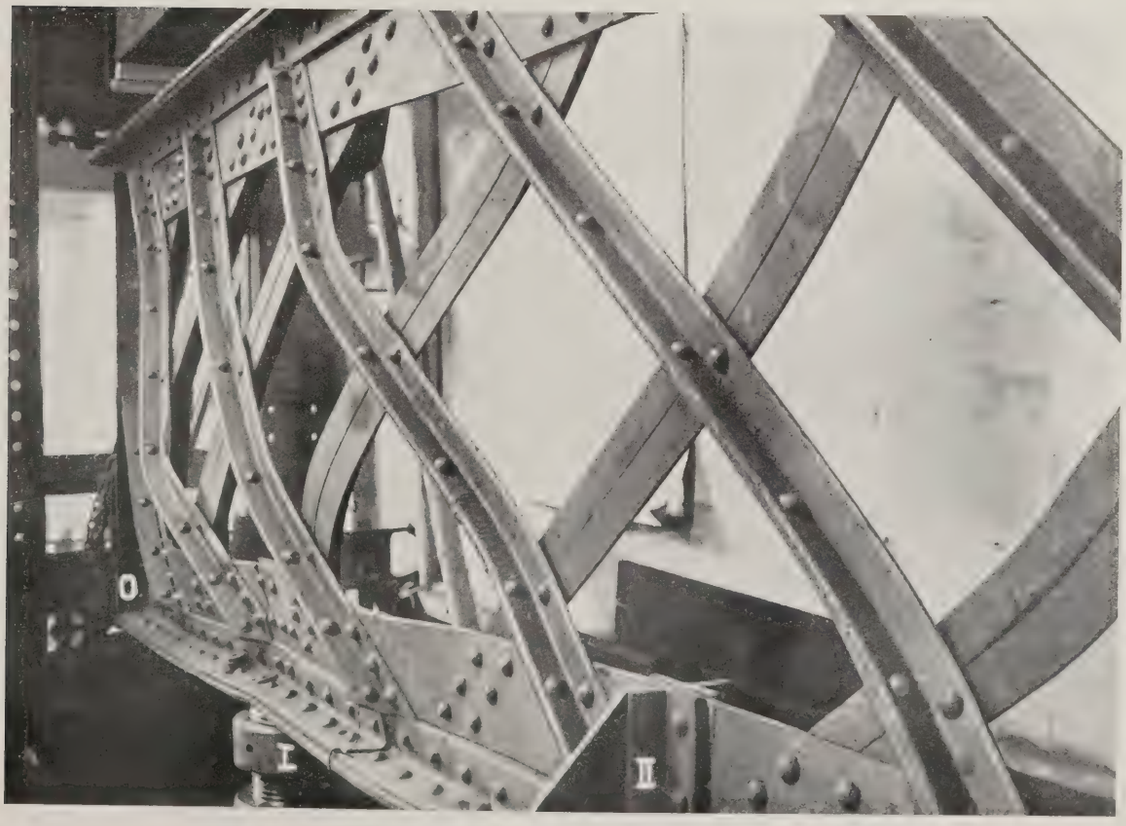
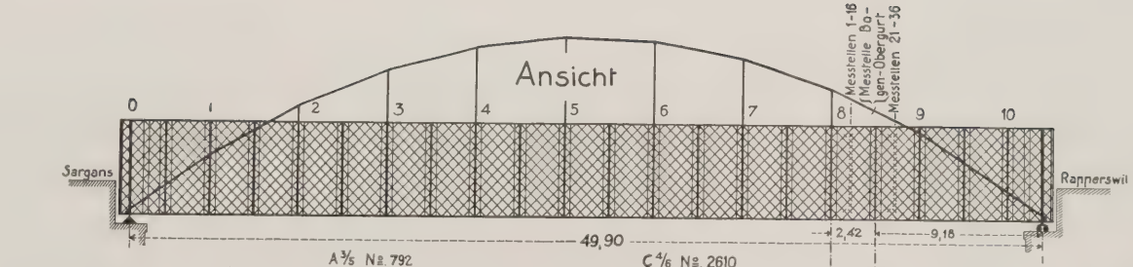
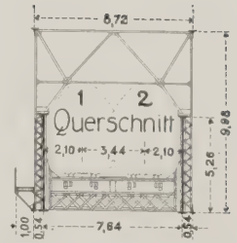
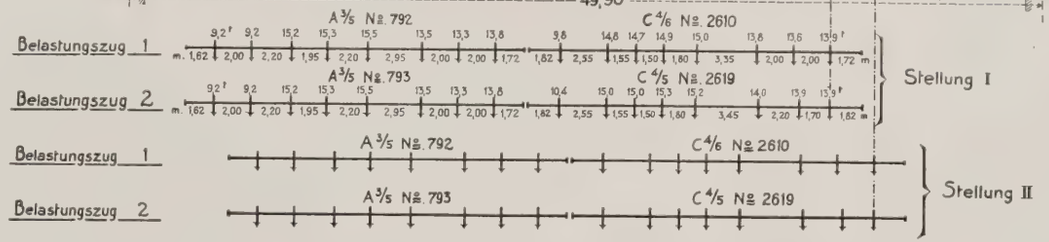



Abb. 7. Versuchsträger der Viganabrücke der S. B. B.
Ansicht des deformierten Trägers.




Gemessene u. berechnete Querkraft

| Streben u. Bogen | Schnitt Nr. | 1–16 | | 21–36 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Laststellung | I | II | I | II |
| | Gemessen t. | 82,0 | 85,1 | 90,0 | 95,1 |
| | Berechnet t. | 96,0 | 104,2 | 96,0 | 106,7 |
| | Abweichung in % | −15 | −18 | − 6 | − 11 |

## Graphische Darstellung der Spannungen und der Querkraftsverteilung

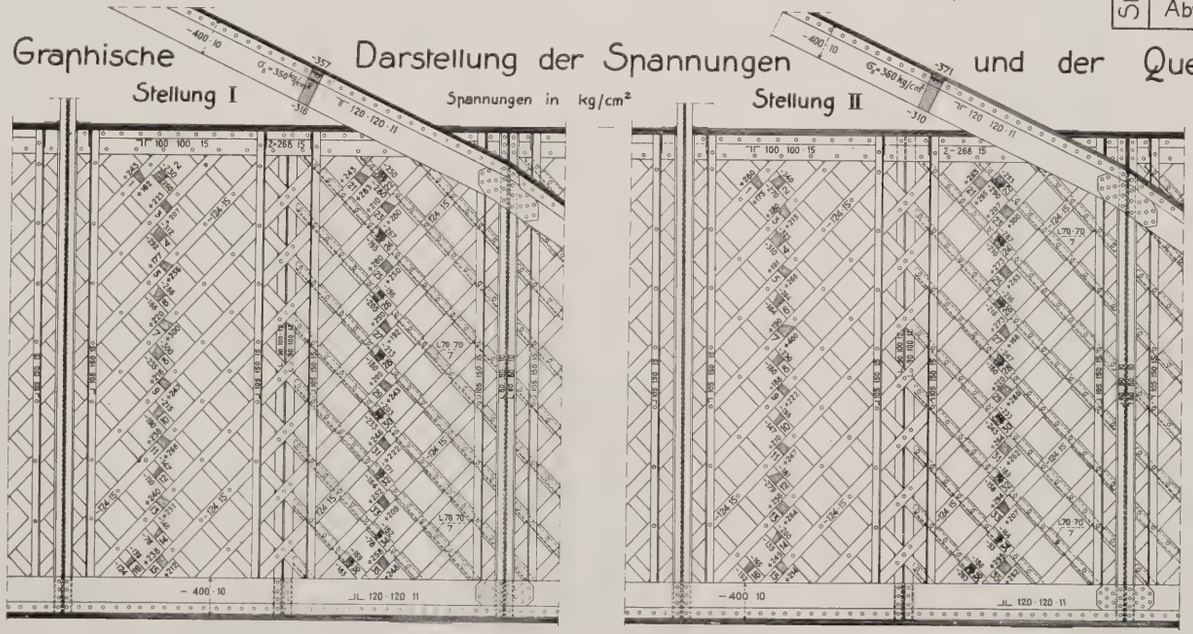
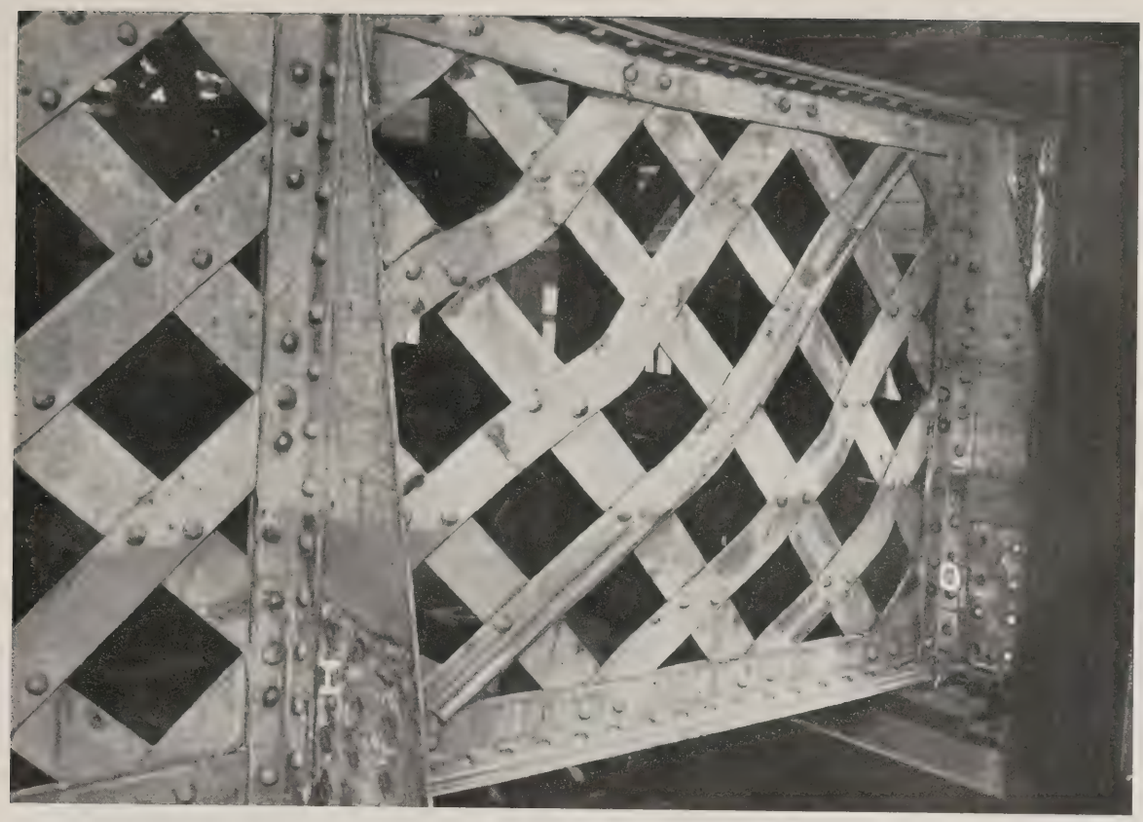



Abb. 2. Gitterbrücke der S. B. B. über den Linthkanal bei Weesen.

Spannungsmessungen.



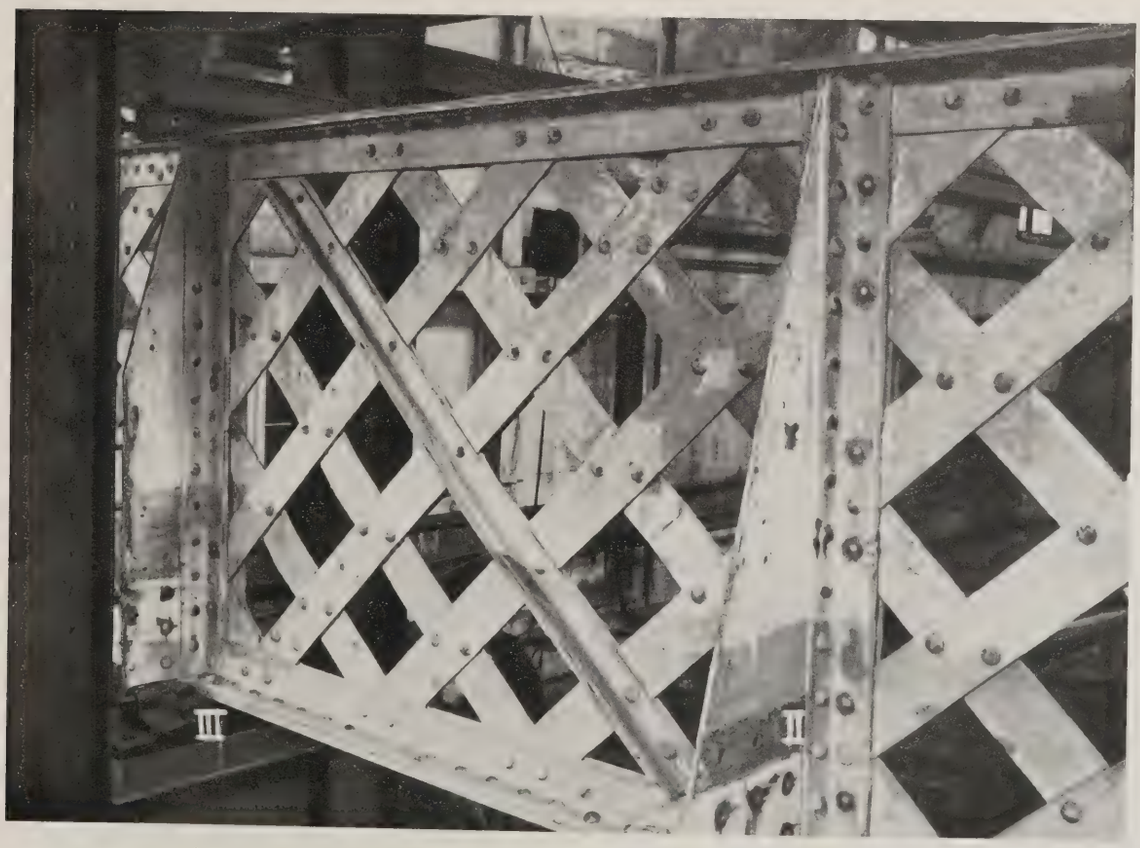



Abb. 3 und 4. Versuchsträger der S. B. B.-Brücke in Cully.
Ansichten des deformierten Trägers III.

Abb. 5. Versuchsträger der Frenkenbrücke.
Ansicht des deformierten Trägers I.

Abb. 6. Versuchsträger VI.
Ansicht des deformierten Trägers.

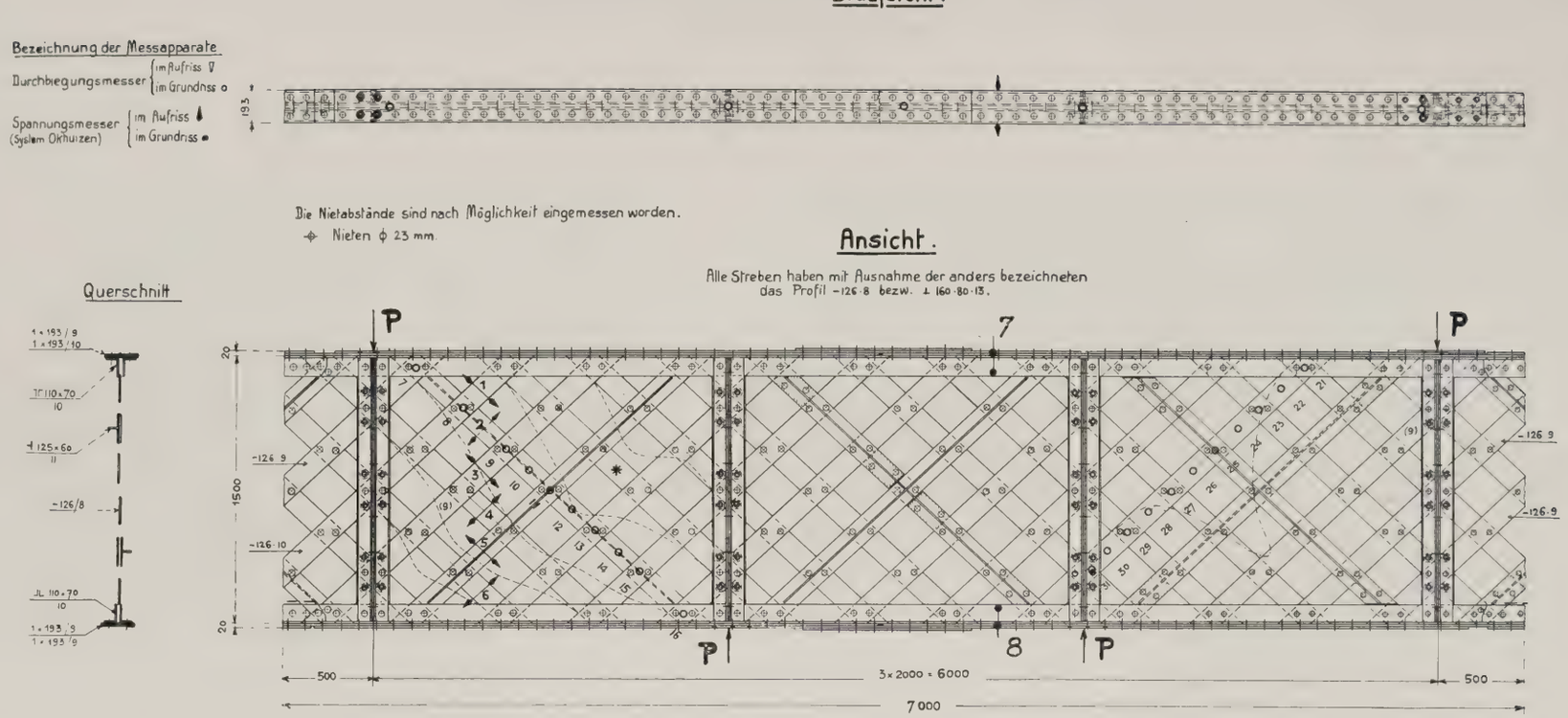



Abb. 8. Ansicht des Versuchsmessers. Anordnung der Dehnungsmesser.

Zusammenstellung der gemessenen u. berechneten Werte für P = 49,1 t

| No. der Strebe | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | Schnitt No. | | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Fläche | cm² | 12,6 | 17,5 | 11,3 | 12,6 | 17,5 | 12,6 | Fläche | cm² | 70,7 | 70,7 |
| Gemessene Schwerpunktsspannung $\sigma_s$ | t/cm² | 0,727 | 0,612 | 0,781 | 0,585 | 0,657 | 0,792 | Gemessene Schwerpunktsspannung | t/cm² | 0,780 | 0,863 |
| Gemessene Strebenkraft S | t | 9,16 | 10,70 | 8,83 | 7,37 | 11,50 | 9,99 | Gemessene Gurtkraft S | t | +55,2 | −61,0 |
| Gemessener Querkraftsanteil $Q = \frac{S}{\sqrt{2}}$ | t | 6,49 | 7,78 | 6,25 | 5,22 | 8,14 | 7,06 | Berechnete Gurtkraft | t | +66,0 | −66,0 |
| Abweichung vom berechneten Querkraftsanteil $Q = \frac{49,1}{6} = 8,2$ t | % | −21 | −5 | −24 | −36 | −1 | −14 | Abweichung | % | −16 | −8 |

Abb. 12.

Abb. 8, 11 u. 12. Träger der S. B. B.-Brücke Cully (Lausanne-St. Maurice).

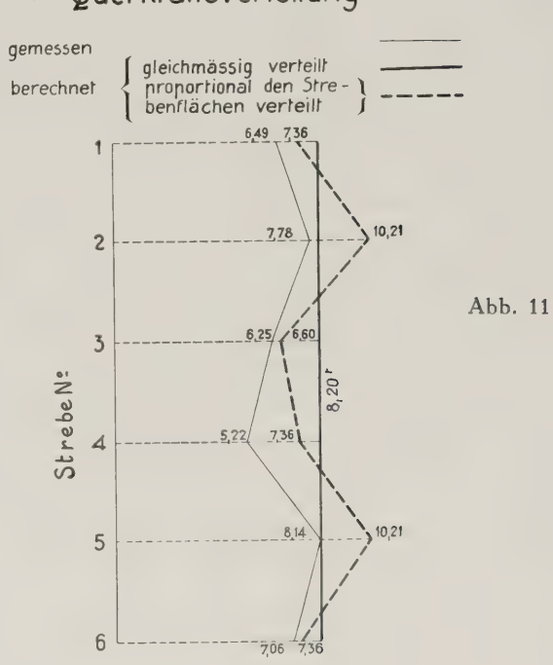



Abb. 11

# Spannungsverlauf

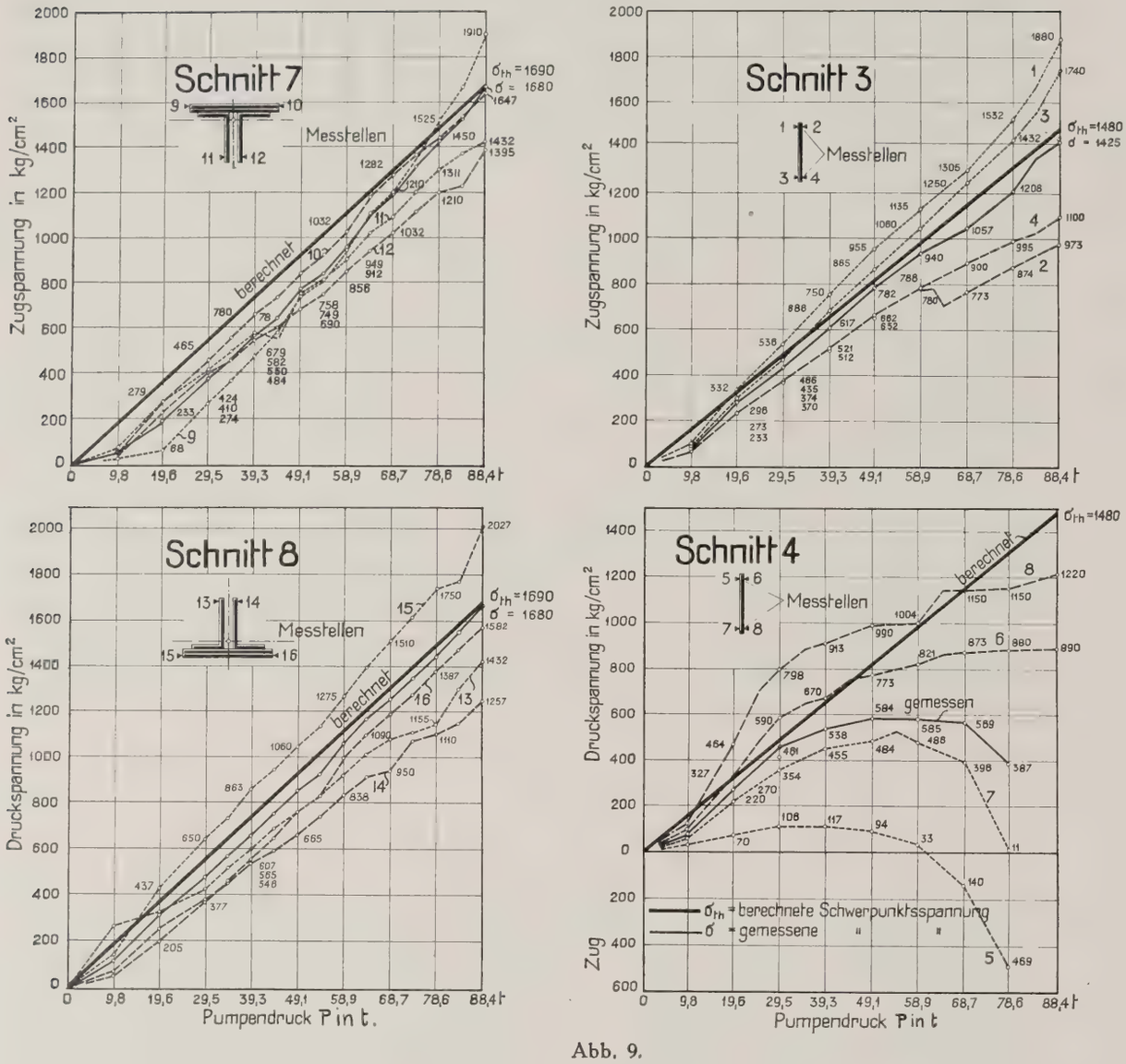



Abb. 9.

Abb. 10.

Abb. 9 und 10. Träger der S. B. B.-Brücke in Cully (Lausanne-St. Maurice).
Spannungsverlauf.

Abb. 13. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ragaz (Kt. St. Gallen und Graubünden).

Erbaut 1856. Spannweite der grössten Oeffnung 24 m.

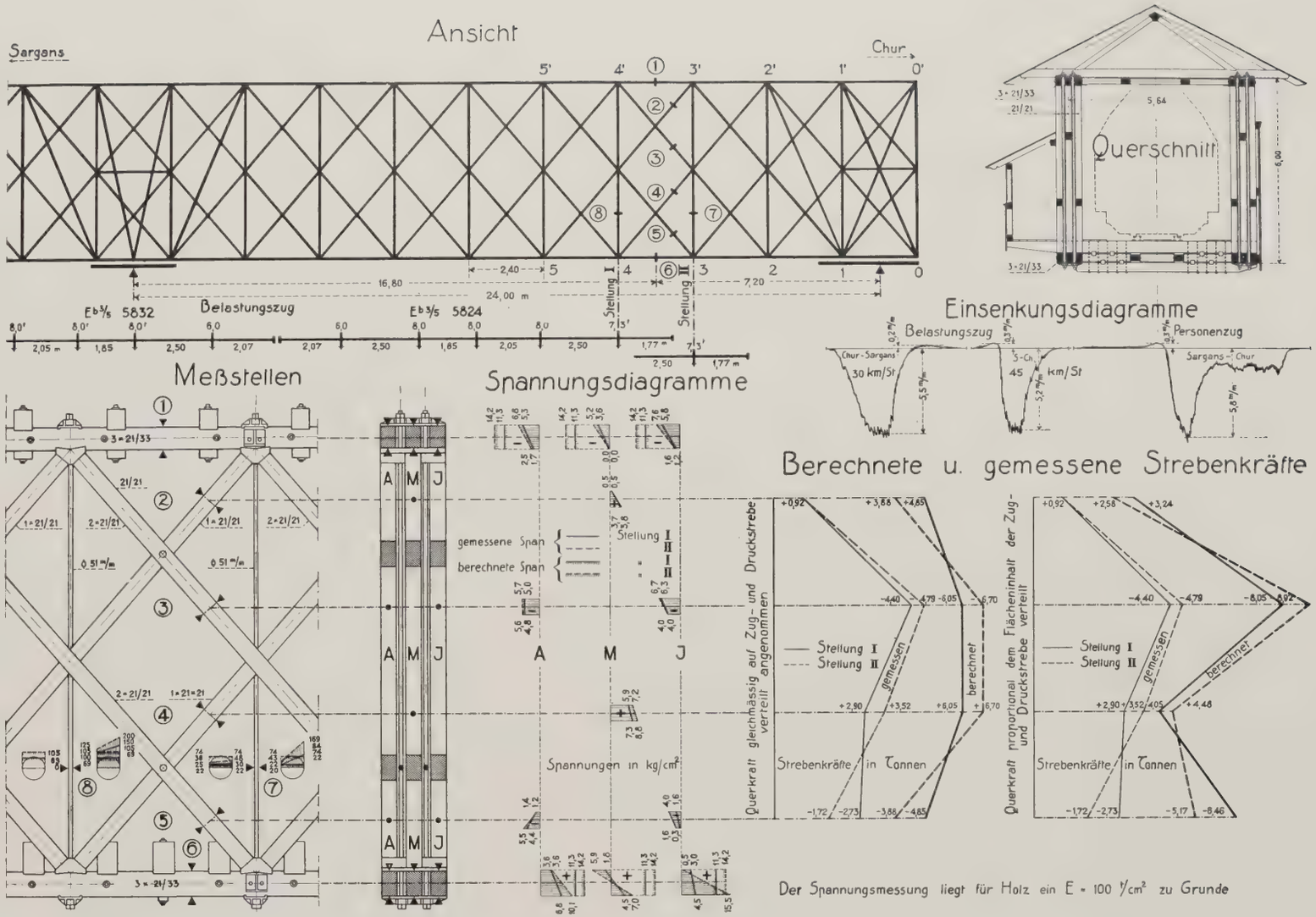



Abb. 14. Hölzerne Eisenbahnbrücke der S. B. B. über den Rhein bei Ragaz. (Zürich-Chur).

Ergebnisse der Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen.

Abb. 15. Brücke der S. B. B. über die Reuss bei Mellingen.

Abb. 17. Linthbrücke im Däniberg.

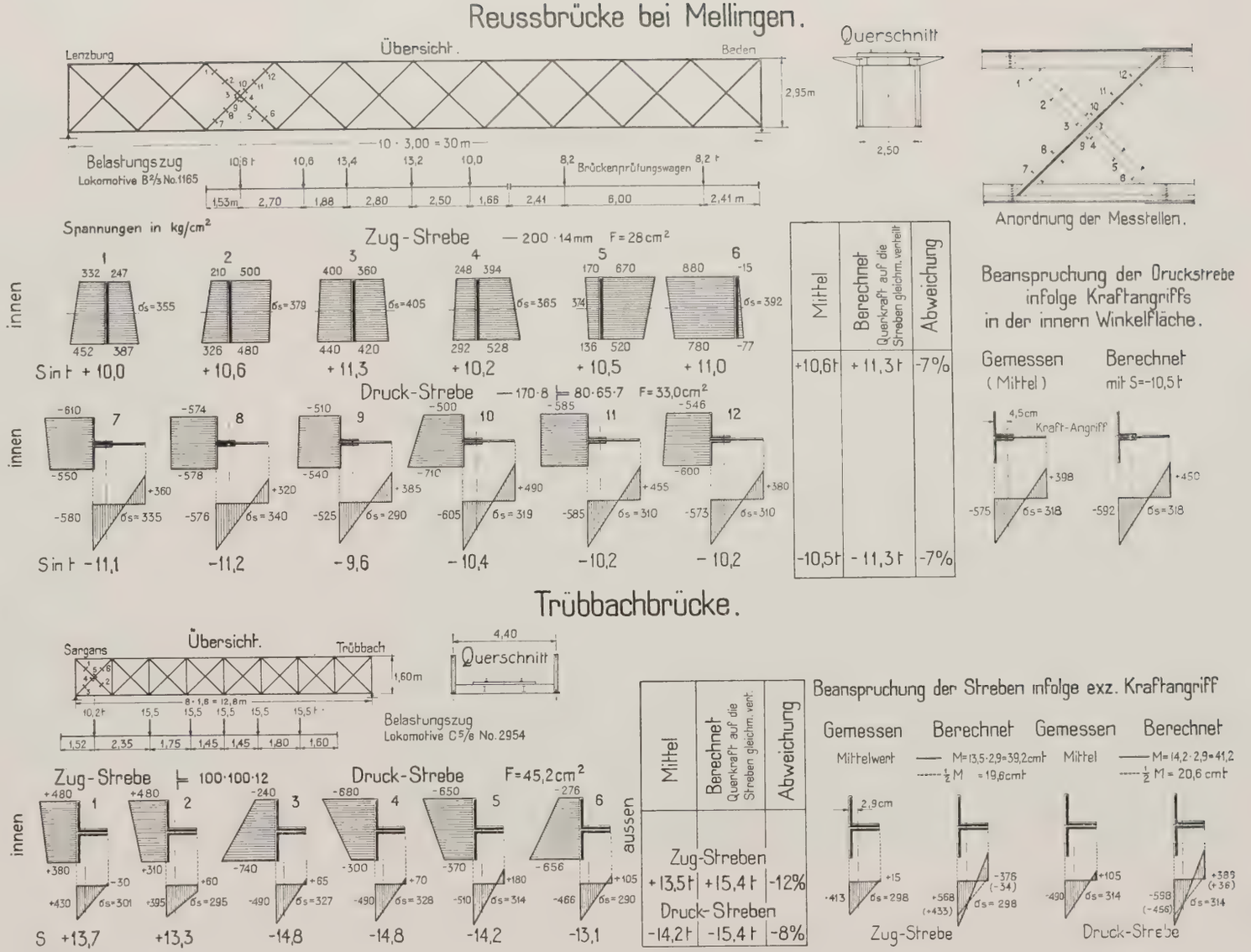



Abb. 16. Brücken der S. B. B. über die Reuss bei Mellingen und über den Trübbach.

Ergebnisse der Spannungsmessungen.

Abb. 18. Brücke über die Grosse Emme bei Burgdorf, Linie Olten-Bern.

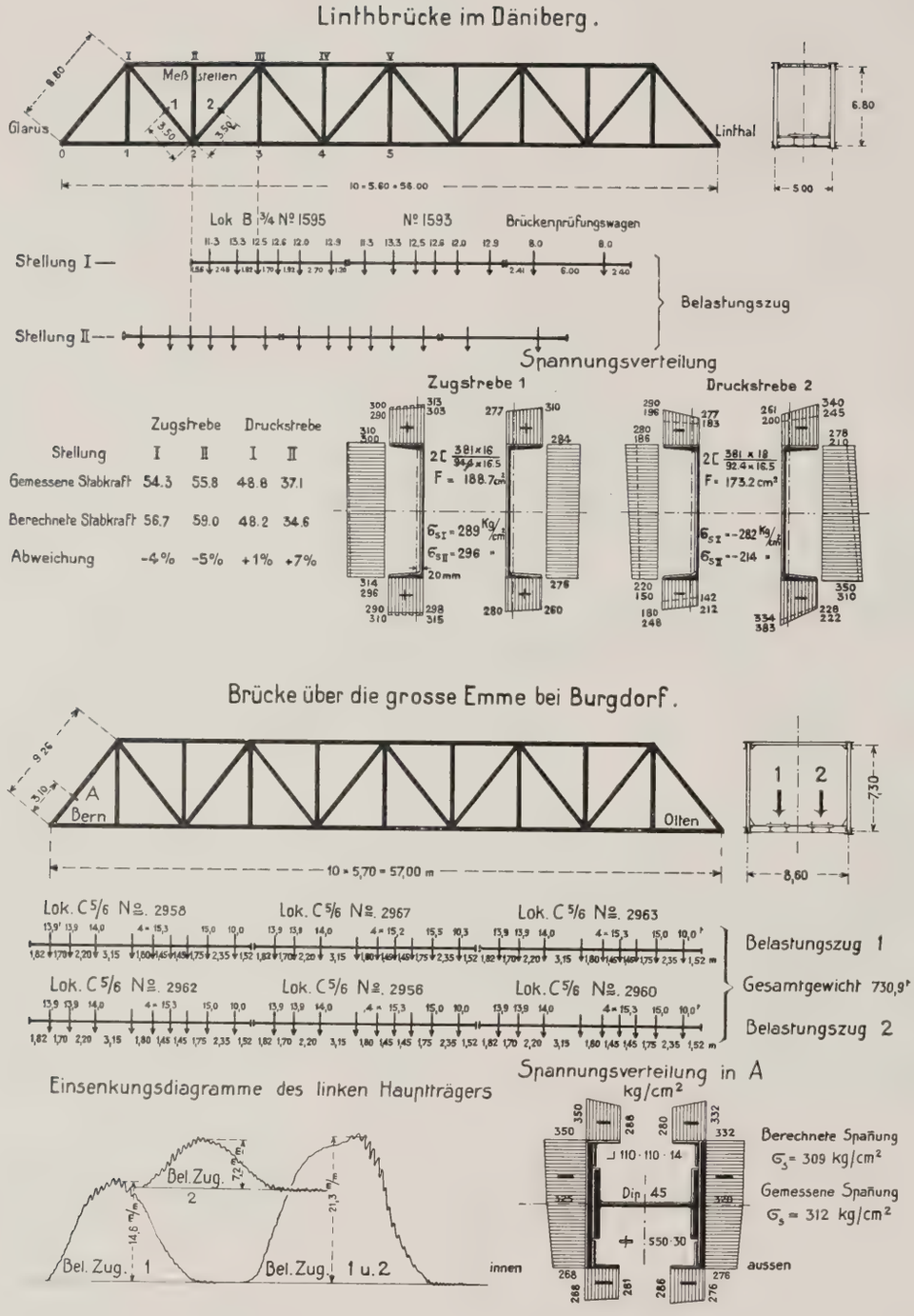



Abb. 19 und 20. Brücke über die Grosse Emme bei Burgdorf und die Linthbrücke im Däniberg.
Ergebnisse der Spannungsmessungen.

624
Tr. 83
1926

M. ROŠ.

Spannungsmessungen an der durch Steinschlag beschädigten eisernen Brücke der Chur-Arosa-Bahn bei km 3,780.

M. ROŠ.

Messungen an der im Jahre 1800 erbauten hölzernen Strassenbrücke über die Limmat bei Wettingen, Kt. Aargau.

P. STURZENEGGER.

Messresultate der Belastungsproben an der Isornobrücke der Centovalli-Bahn.

# Spannungsmessungen an der durch Steinschlag beschädigten eisernen Brücke der Chur-Arosa-Bahn bei km 3,780.

Von Prof. Dr. *M. Roš*, Direktor der E. M. P. A.

Die 46,0 m weit gespannte eiserne Balkenbrücke der Chur-Arosa-Bahn, ein Trapezträger mit abwechselndem Strebenzug und Zwischenpfosten, ohne obern Windverband, das Rutschgebiet bei km 3,780 überbrückend, wurde im Februar des Jahres 1920 durch Steinschlag stark beschädigt (Abb. 1).

Insbesondere haben die kastenförmig ausgebildeten Untergurte und einige Streben, I-förmigen Querschnittes, des bergseitig gelegenen Hauptträgers stark gelitten (Abb. 3).

An den Untergurten waren stellenweise die seitlichen Flanschen ganz weggerissen (Abb. 2).

Die teilweise sehr starken Beschädigungen sollten, nach einer sehr sorgfältig und eingehend durchgeführten Revision und auf Grundlage von Spannungsmessungen an den am stärksten beschädigten Stellen, durch entsprechende Verstärkungsarbeiten behoben werden, um die Brücke innerhalb kürzester Frist für den normalen Betrieb wieder frei geben zu können.

Dank dem Entgegenkommen der Direktion der Chur-Arosa-Bahn konnten eingehende Spannungsmessungen durchgeführt und die Arbeitsweise der beschädigten Glieder erkannt werden.

Die Abb. 2 zeigt die Anordnung der über den Stabquerschnitt verteilten Dehnungsmesser Okhuizen, deren Befestigung teilweise anhand von Elektromagneten erfolgte. Die Ergebnisse der Spannungsmessungen sind auf Abb. 3 dargestellt. Sie lassen die tiefgehend gestörte Kräfteverteilung an den beschädigten Stellen deutlich in Erscheinung treten.

Die Messungsergebnisse führten zu nachfolgenden Schlüssen:

1. Die Spannungsverteilung in den Querschnitten der stark beschädigten Stellen ist wesentlich ungleichmässiger als an den weniger oder gar nicht beschädigten. Die Ursache dieser Ungleichmässigkeit liegt in der Veränderung der Grösse und Form des Querschnittes durch die Beschädigungen, sowie den örtlichen Verbiegungen der einzelnen, gegenseitig verbundenen Stabhälften.

2. Die weniger oder gar nicht beschädigte Querschnittshälfte entlastet, je nach den örtlichen Umständen, den anderen beschädigten Querschnittsteil mehr oder weniger.

Die Gleichheit der Schwerpunktsspannungen der beiden Hälften eines Stabes, durch die Gleichheit der Dehnungen zwischen je zwei Fachwerk-Knotenpunkten bedingt, ist nur in den gänzlich unbeschädigten Teilen praktisch erfüllt. Die Schnitte der beschädigten Stellen zeigen Abweichungen, teils im positiven, teils im negativen Sinne. Diese Erscheinungen sind eine Folge der unter 1 gewürdigten Einflüsse.

3. Infolge der durch die ungleichen Querschnittshälften bedingten Exzentrizität der Gurtkräfte, gegenüber der theoretischen Hauptträgerebene, vollzieht sich, im Bestreben nach Selbsthilfe, ein selbsttätiger Spannungsausgleich, welcher anderseits Nebenspannungen infolge steifer Knotenverbindung wachruft.

4. Die theoretischen Stabkräfte und die aus den Dehnungsmessungen der unbeschädigten Stellen abgeleiteten, stimmen sehr gut überein. Die gemessenen Werte sind, infolge der lastverteilenden Wirkung der steifknotigen Hauptträger und durchlaufenden Längsträger, etwas kleiner.

5. Die Grösstwerte der gemessenen Spannungen aus Verkehrslast an den am stärksten beschädigten Stellen erreichten Werte von 640 kg/cm$^2$.

Auf Grund der Revisionsergebnisse und insbesondere der Spannungsmessungen konnte der Betrieb auf der stark beschädigten Brücke aufrecht erhalten werden, unter Beachtung der unerlässlichen Vorsichtsmassnahmen. (Andauernde, sorgfältige Revision und Langsamfahrt.)

Die beschädigte Brücke wurde während des Betriebes verstärkt und dem normalen Betrieb wieder frei gegeben.

Abb. 1. Chur-Arosa-Bahn-Brücke bei km 3,780.
Ansicht der Brücke. — Gerüst durch Hängewerk abgespannt.
Entworfen, ausgeführt und verstärkt von *Löhle & Kern, A.-G. für Eisenbau*, Zürich.

Abb. 2. Chur-Arosa-Bahn-Brücke bei km 3,780.
Anordnung der Dehnungsmesser Okhuizen am beschädigten Untergurt.

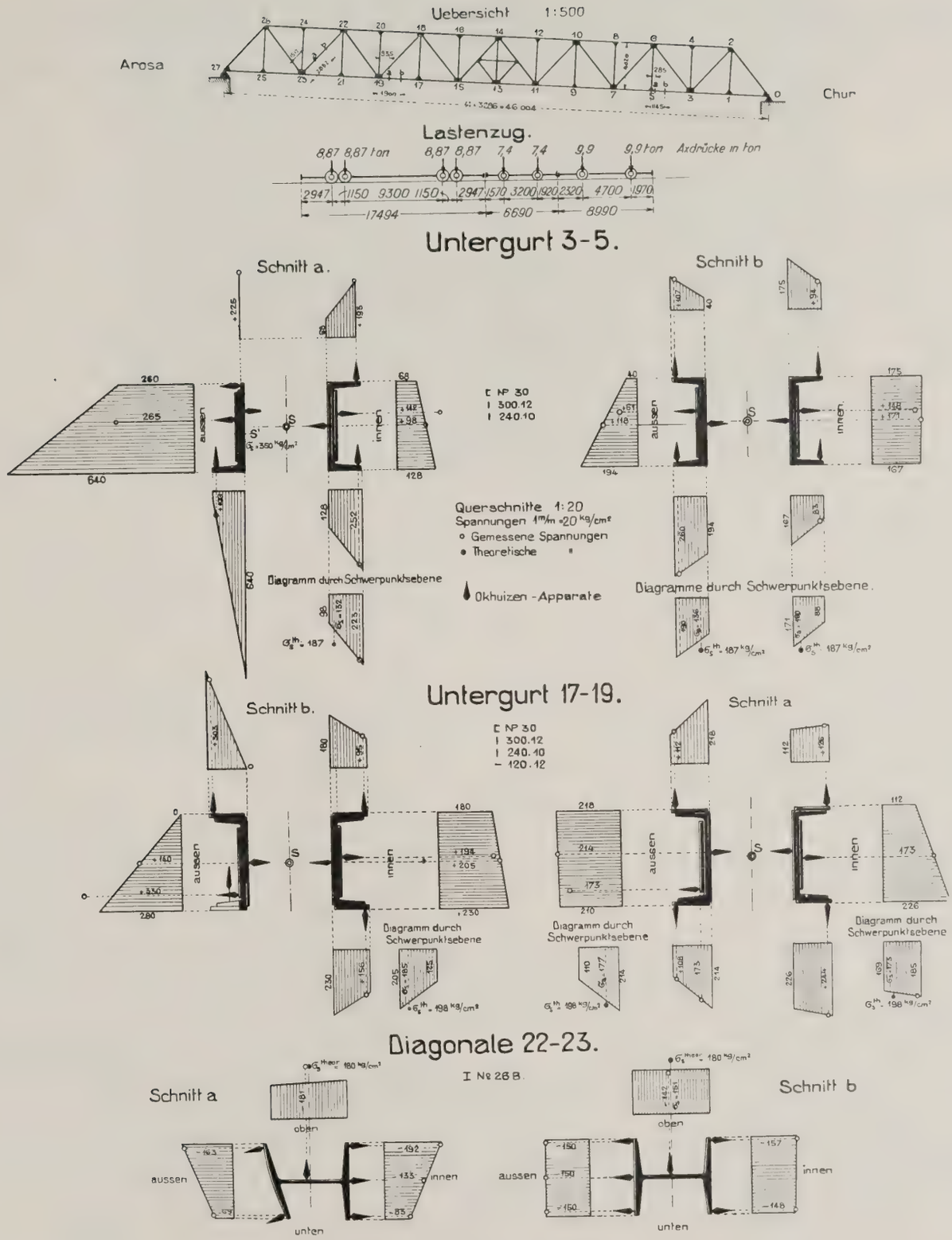



Abb. 3. Chur-Arosa-Bahn.
Spannungsmessungen an der durch Steinschlag beschädigten Brücke bei km 3,780.

# Messungen an der im Jahre 1800 erbauten hölzernen Strassenbrücke über die Limmat bei Wettingen, Kt. Aargau.

Von Prof. Dr. *M. Roš*, Direktor der E. M. P. A.

Die schweizerischen Holzbrücken, welche in der zweiten Hälfte des 18. und zu Beginn des 19. Jahrhunderts an Bauart und Grösse als Höchstleistungen des Weltbrückenbaues in Holz zu bezeichnen sind und in der Mitte des 19. Jahrhunderts auf den Eisenbrückenbau Europas befruchtend wirkten, stützen sich auf Erfahrungen und Tragfähigkeitsversuche an Modellen [1]). Die Holzbrücken jener Zeit wurden für die damaligen Verkehrsverhältnisse zu stark gebaut und genügen jetzt noch, in der Mehrheit von Fällen, unseren heutigen mittleren Verkehrsansprüchen.

Im Bestreben nach der Erhaltung der sich in das Landschaftsbild so harmonisch einfügenden alten, eingedeckten Holzbrücken, wurde im Jahre 1922 die 1800 erbaute Holzbrücke über die Limmat bei Wettingen, ein Sprengwerk von 38 m Stützweite, mit kräftigen Spann- und Druckriegeln, einer Prüfung auf Tragfähigkeit unterzogen (Abb. 1). Bei diesem Anlasse wurden nicht nur Durchbiegungs-, sondern auch Dehnungsmessungen durchgeführt [2]).

Die Dehnungsmessungen hatten nicht den Zweck, als Grundlage für die Bestimmung der örtlichen Spannungen zu dienen, sie sollten Aufschluss über die Kräfteverteilung geben. Die Ergebnisse dieser auf Abb. 2 dargestellten Messungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Die Kräfteverteilung ist bei dem statisch nicht klaren Tragwerk eine ganz unsichere. Einzelne Konstruktionsglieder sind überlastet, andere arbeiten weniger;
2. Die gemessenen grössten Durchbiegungen stimmen mit den theoretisch angenähert berechneten Werten nicht schlecht überein;
3. Die wirkliche Lastverteilung ist weitaus grösser als nach der üblichen vereinfachten Berechnung;
4. Die gemessene Spannungsverteilung ist stellenweise sehr unregelmässig, und lässt auf Nebenspannungen und exzentrische Kraftwirkungen schliessen.

Nachfolgende Ursachen geben über die Verschiedenheit zwischen dem theoretischen Erwarten und dem wirklichen Verhalten Aufschluss:

I. Die hochgradige statische Unbestimmtheit des Hauptträgersystems, dessen Wahl dem natürlichen Empfinden einer vorsorglichen Selbsthilfe entsprungen sein dürfte.

II. Die Heterogenität des Holzaufbaues, derzufolge geometrisch zentrische Kraftwirkungen, wegen der Exzentrizität in bezug auf den elastischen Schwerpunkt der beanspruchten Fläche, sich exzentrisch auswirken.

III. Die grosse Verschiedenheit der Dehnungszahlen der einzelnen Bauglieder gegenüber dem der Rechnung zugrunde gelegten Durchschnittswerte von $\alpha = \frac{1}{110000}$ [3]) und

IV. Die durch Rechnung nicht gut fassbare Nachgiebigkeit in den Holzverbindungen selbst.

Gestützt auf die durch diese Versuche und Messungen und durch die darauf fussende Nachrechnung erhaltenen Ergebnisse konnten, in der Erkenntnis der Selbsthilfe des statisch unbestimmten Tragwerkes, die Hauptträger der Holzbrücke ohne Verstärkung und damit das Bauwerk in seiner ursprünglichen Form, dem heutigen Verkehr erhalten bleiben. Die hölzerne Fahrbahn musste durch eiserne Träger verstärkt werden.

**Anmerkungen:**

[1]) Dr. Ing. *J. Brunner:* „Der Bau hölzerner Brücken in der Schweiz", Beilage zum Diskussionsbericht No. 5. der E. M. P. A.

[2]) Die eingleisige Holzbrücke der S. B. B. über den Rhein bei Ragaz, ein kontinuierlicher Träger über 5 Oeffnungen von rund je 36 m Stützweite, System Howe, wurde im Jahre 1923 ähnlichen Beobachtungen unterzogen.

[3]) *M. Roš:* „S. I. A.-Normen für Holzbauten". Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen an der E. M. P. A mit Bauhölzern in den Jahren 1924/25 durchgeführt. Diskussionsbericht Nr. 5 der E. M P. A.

Abb. 1. Hölzerne Brücke über die Limmat bei Wettingen, Kt. Aargau. – Stützweite 38,11 m.
Innenansicht.

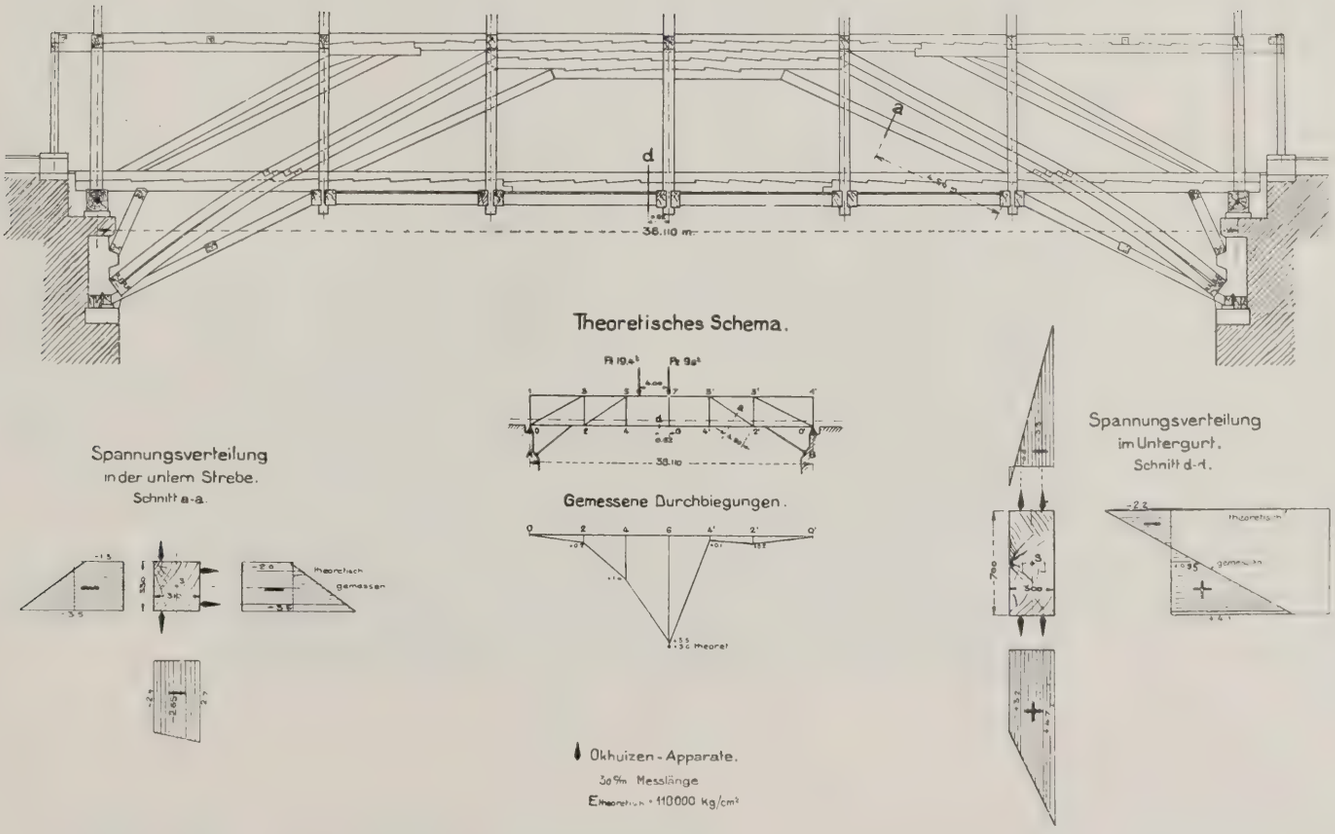



Abb. 2. Hölzerne Strassenbrücke über die Limmat bei Wettingen, Kt. Aargau.
Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen.

# Messresultate der Belastungsproben an der Isornobrücke der Centovalli-Bahn.

Von Dipl. Ing. *P. Sturzenegger*, Direktor der
Löhle & Kern Aktiengesellschaft für Eisenbau, Zürich.

Nach mehrfachen durch den Weltkrieg verursachten Unterbrechungen, wurde im Jahre 1923 die Anlage der *Centovalli-Bahn*, als Verbindung von Locarno an der Gotthardroute mit Domodossola an der Simplonlinie, dem Betrieb übergeben und damit eine an Naturschönheiten reich bedachte Gegend dem Verkehr zugänglich gemacht. Den landschaftlichen Schönheiten angepasst, ist die Bahn mit einer grossen Zahl von Kunstbauten ausgestattet, deren bedeutendste die in Abb. 1 dargestellte *Isornobrücke bei Intragna* ist, welche mit 127,72 m Baulänge, in der Nähe des schweizerischen Ausgangspunktes Locarno den Isorno, einen Nebenfluss der Melezza, in zirka 90 m Höhe überspannt. Die Baute besteht aus einer Bogenbrücke von 86,52 m Spannweite mit anschliessenden Nebenöffnungen von 16,48 resp. 24,72 m Stützweite [1]).

Mit Rücksicht auf die teils tiefgehende Zerklüftung und Verwitterung des Baugrundes und des Montagevorganges wegen, wurde für die Mittelöffnung ein Dreigelenkbogen-Zwickelträger gewählt (Abb. 4). Die Abb. 2 und 3 zeigen den Montagevorgang mit von beiden Seiten her erfolgtem Freivorbau, wobei die am steil abfallenden linken Hang aus Stabilitätsgründen nötigen Vorrichtungen, eingehende statische Untersuchungen und Ueberwindung mehrerer bautechnischer Schwierigkeiten verlangten. Nachdem die Stützweite der Mittelöffnung nicht durch direkte Messung, sondern nur auf trigonometrischem Wege bestimmt werden konnte, war für den Scheitelschluss die Anfertigung des Hauptträger-Dreieckes 10-11-12 bis zur direkten Kontrollmessung zurückgestellt. Nach Einstellung der auf den Kämpfern und Montagestützen ruhenden Bogenscheiben in die errechnete Ueberhöhung, ergab sich durch diese Kontrollmessung eine Lücke im Scheitel von +19 mm, welche bei der Anfertigung des Schlussdreieckes 10-11-12 Berücksichtigung fand. Die seitliche Ausweichung der Bogenaxe der beiden Bogenscheiben betrug bei Scheitelschluss 2 mm. Mittels der im Kopf der in den Knotenpunkten 6 und 6' des Bogenuntergurtes angreifenden Montagestützen, eingebauten hydraulischen Pumpen von 100 t Tragkraft, war eine fein regulierbare Einstellung der theoretischen Scheitelgelenklage möglich.

Anlässlich der Kollaudation der Bahn wurden durch Herrn Brückenkontrollingenieur *E. Stettler* vom schweiz. Eisenbahndepartement am 19./20. Oktober 1923 ausser den üblichen Probebelastungen ergänzende Messungen vorgenommen, die in Abb. 4 ihre Auswertung gefunden haben. Der Belastungszug bestand aus 2 Motorwagen der Società Subalpina mit 7,5 t Achsdruck und angehängter Güterwagen der Maggia-Bahn mit Achsdrücken von 7,2—9,0 t. Die mittels Schwingungsmessern Askenasy bestimmten Durchbiegungen des Bogenscheitels ergaben sich für Langsamfahrt des ganzen Zuges zu $-{}^1/_2$ und + 16,8 und für Schnellfahrt mit den 2 Motorwagen zu —½ und + 13,5 mm. Sie zeigten mit den theoretischen Werten von —0,045 bis + 18,0 mm eine sehr gute Uebereinstimmung.

Aus der Einflusslinie für den Drehwinkel des Stabes 11—12 wurde die Einflusslinie der Winkeländerung 11-12-11' im Scheitel abgeleitet. Anhand von Zivy-Apparaten wurden die Bewegungen des längsbeweglichen Anschlusses des Obergurtstabes 11-11', festgestellt. Beim Befahren der Brücke durch 2 Motorwagen zeigte sich ein Schliessen der Trennungsfuge bei 11 von 3,45 bis 3,63 mm, im Mittel 3,55 mm. Die diesem Schliessen von 3,55 mm entsprechende Winkeländerung 11-12-11' im Bogenscheitel, berechnet sich zu 218". Der infolge der Belastung durch die 2 Motorwagen wirkende Bogenschub beträgt 130 t per Hauptträger und erzeugt ein Reibungsmoment im Bolzengelenk des Scheitels von 2,6 $m^t$ (Reibungskoeffizient = $\mu$ 0,2, Bolzendurchmesser = 20 cm.) Ohne den Reibungswiderstand in den Bolzengelenken hätte die Verkleinerung des Winkels 11-12-11' 225" und das Schliessen der Trennungsfuge bei 11 3,75 mm betragen. Der theoretische Wert des Schliessens der Trennungsfuge wurde zu 3,85 mm ermittelt, was einer Verkleinerung des Winkels 11-12-11' von 233" entspricht. Die Versuchswerte stimmen auch hier mit den gemessenen sehr gut überein.

Zusammenfassend konnte hinsichtlich der lotrechten Durchbiegung im Scheitel und der Winkeländerung im Scheiteldreieck eine sehr gute Uebereinstimmung zwischen der Theorie und der Messung festgestellt werden.

**Anmerkung:**

1) *P. Sturzenegger.* „Die eisernen Ueberbauten der Centovalli-Bahn." Schweiz. Bauzeitung Band LXXIX, 1922. Berechnungen, Konstruktionsentwürfe und die Bauausführung der Isornobrücke, sowie der ähnlich konstruierten Riunaccibrücke bei Camedo an der italienisch-schweizerischen Grenze, stammen von der *Löhle & Kern A.-G. für Eisenbau*, Zürich.

Abb. 1. Isornobrücke bei Intragna. Centovalli-Bahn, Ferrovia Locarno—Domodossola.
Stützweite: 86,52 m. Gewicht 257 t. — Entwurf und Ausführung *Löhle & Kern A.-G.* für Eisenbau.

Abb. 2. Montage am linken Hang.
Bauzustand 27. III 1916.

Abb. 3. Montage am rechten Hang.
Bauzustand 27. XII 1915.

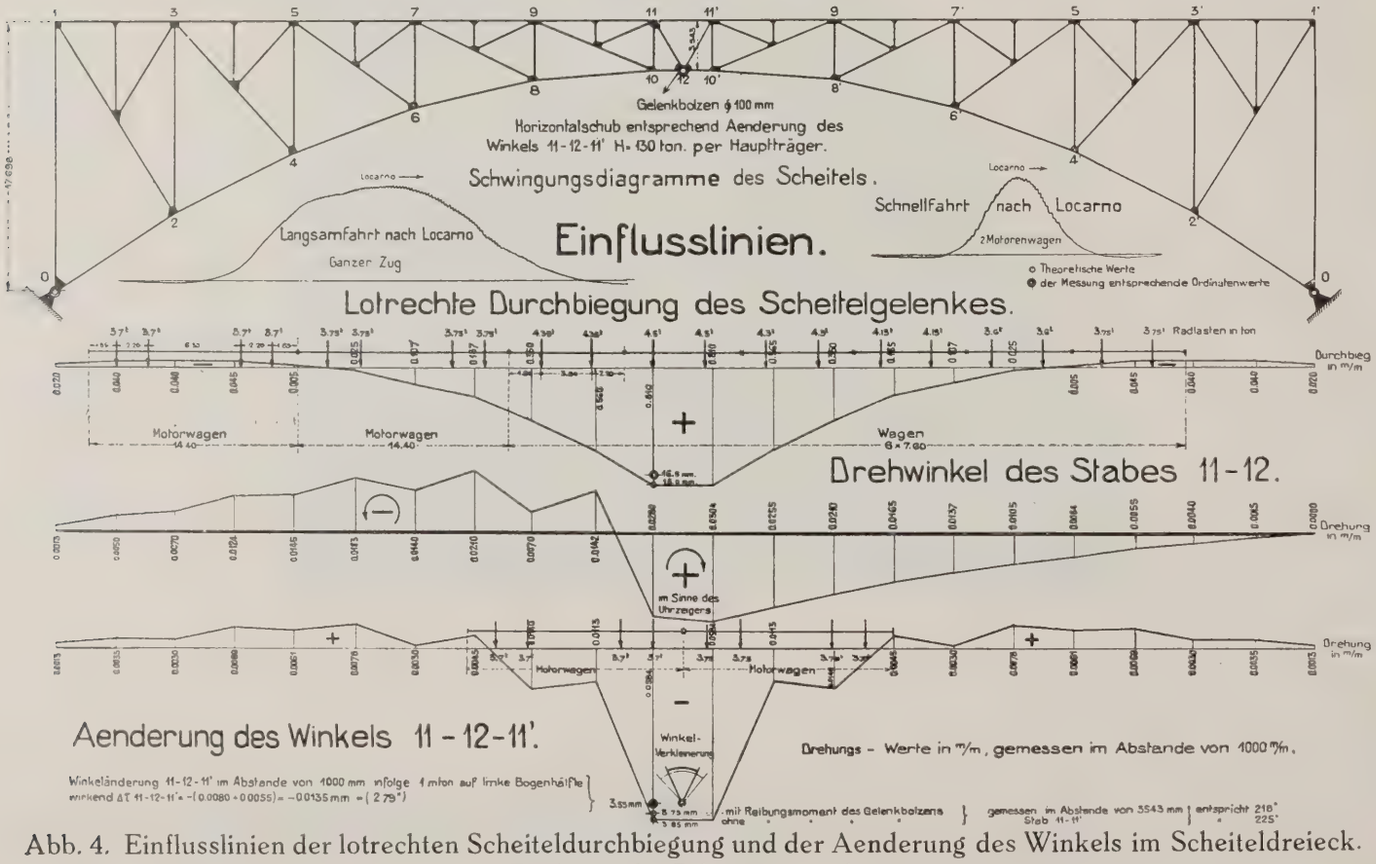



Abb. 4. Einflusslinien der lotrechten Scheiteldurchbiegung und der Aenderung des Winkels im Scheiteldreieck.
Ergebnisse der Belastungsversuche.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Stosswirkungen bei eisernen Eisenbahnbrücken.

Von **A. Bühler**, Ing.,

Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der schweizerischen Bundesbahnen.

# Stosswirkungen bei eisernen Eisenbahnbrücken.

Von *A. Bühler,* Ing., Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der schweizerischen Bundesbahnen.

## *1. Einleitung.*

Die Frage der *Stosswirkungen der Verkehrslasten bei eisernen Eisenbahnbrücken* ist heute noch nicht vollständig abgeklärt, obschon darüber von verschiedenen Seiten umfangreiche Untersuchungen in theoretischer und experimenteller Hinsicht vorgenommen worden sind. Diese Ausführungen können daher nur einen Ueberblick über den heutigen Stand der Angelegenheit geben und andeuten, auf welche Weise weitere Versuche angeordnet werden müssten, um die Wirkung der Stösse der Verkehrslasten auf unsere eisernen Eisenbahnbrücken klarzustellen.

Obschon diese Stosswirkungen wohl niemand in Abrede stellen möchte, wird dennoch zur Berechnung der Tragwerke in ausschliesslicher Weise von den Gesetzen der Statik Gebrauch gemacht. Ja, manche Ingenieure, die eiserne Brücken berechnen, haben es beinahe verlernt, sich stets zu vergegenwärtigen, dass sie eigentlich nicht „Statiker", sondern „Dynamiker" heissen sollten. Einzig bei Schutzbrücken, wo fallende Lasten in Frage kommen, haben bis jetzt die dynamischen Gesetze sich Geltung verschafft.

In der Tat enthalten die Vorschriften zur Berechnung der eisernen Brücken vieler Staaten noch heute keine Angaben über Stosswirkungen der Verkehrslasten; auch der in der schweizerischen Brückenverordnung vorgeschriebene sogenannte „Zuschlag" von 2 (15—1) % zu den ruhenden Lasten, bei Trägern unter 15 m Stützweite, nennt die Sache nicht beim Wort und lässt Zweifel darüber aufkommen, was damit gemeint ist, sodass vielfach die Ansicht geäussert wurde, man dürfe allenfalls bei neuen Lokomotiven, insbesondere bei den elektrischen, die Achsdrücke um den entsprechenden Betrag schwerer halten.

Indessen wird, wie gesagt, nicht überall die Stosswirkung der Verkehrslasten vernachlässigt, also angenommen, dass sie im Sicherheitsbeiwert, der eher Unwissenheitsbeiwert heissen sollte, enthalten sei. Auch hierin ist Amerika Europa vorausgegangen; es gibt dort wohl keine neueren Vorschriften mehr, die es unterlassen, den anzunehmenden Belastungen einen Stossbeiwert beizufügen, der der Natur ihrer Wirkungsweise entspricht. Die übrigen Länder englischer Sprache und Beeinflussung, wie z. B. Indien, befolgten seit längerer Zeit dieses Beispiel und schliesslich hat auch das Land der Geburtsstätte der Eisenkonstruktionen, England, dem allgemeinen Bestreben nach zweckmässigen Vorstellungen bei der Berechnung eiserner Brücken beigepflichtet. Inzwischen ist auch Deutschland zu jenen Ländern übergegangen, die die „Dynamik" in ihren Vorschriften zum Ausdruck gebracht haben und über kurz oder lang wird niemand mehr diese zweifellos richtigen Anschauungen unbeachtet lassen können, sodass auch wir unsere Brückenverordnung in diesem Sinne abändern müssen.

## *2. Beziehungen der Stossziffern zur Bemessung der Brücken.*

Ohne auf die Geschichte der Berechnung der eisernen Brücken einzutreten, soll doch erwähnt werden, dass zum ersten Male und zwar bereits im Jahre 1849, im Zusammenhang mit dem Einsturze mehrerer eiserner Brücken, in England eine Kommission eingesetzt wurde, die die Frage zu prüfen hatte, in welcher Weise Schweiss- und Gusseisen bei Bauwerken verwendet werden dürfen, die heftigen Erschütterungen ausgesetzt seien. Die mit den theoretischen Untersuchungen verbundenen Proben wurden indessen nur an kleinen Stäben vorgenommen, die aber immerhin auf den grossen Einfluss bewegter Lasten auf eiserne Brücken schliessen liessen. Diese Untersuchungen bildeten den Anstoss zu einer Reihe theoretischer und experimenteller Studien, die noch heute zu keinem Abschluss gelangt sind. Von einer Aufzählung dieser älteren Arbeiten darf abgesehen werden. Hingegen sind einige ergänzende Ausführungen über die bei der Bemessung eiserner Tragwerke geltenden allgemeinen Grundlagen beizufügen. In dieser Hinsicht sind zwei grundsätzlich verschiedene, aber öfters vermengte Anschauungen zu nennen, nämlich die Bemessung auf Grund der Ermüdungsformeln, in Verbindung mit einem Sicherheitsbeiwert, und jene unter Berücksichtigung der Stossziffern, in Verbindung mit einer für alle Stützweiten gleichen zulässigen Spannung, die um ein gewisses Mass unter der Proportionalitätsgrenze des Eisens liegt.

*Die Berechnungsverfahren, die sich auf die Ermüdungsformeln* stützen, lassen sich in letzter Linie auf die *Wöhler*'schen Versuche zurückführen, die ergaben:

a) dass für eine zwischen Null und einer bestimmten Grösse wechselnde Kraft, die Anzahl der Beanspruchungen eines Stabes unendlichmal wiederholt werden könne, sofern die Spannungen nicht mehr als die Hälfte der Bruchspannung $\left(\frac{1}{2}\sigma_\beta\right)$ betragen, und

b) dass für eine wechselnden Druck und Zug erzeugende Kraft, die Anzahl der Beanspruchungen eines Stabes unendlichmal wiederholt werden könne, sofern die Spannungen nicht über ein Drittel der Bruchspannung $\left(\frac{1}{3}\sigma_\beta\right)$ ausmachen.

Diese Versuchsergebnisse, die von *Bauschinger, Baker, Fairbairn, Osborne,* und in neuester Zeit von der Experimentalstation der Universität von Illinois und dem National Physical Laboratory in London ergänzt wurden, zeitigten für Flusseisen folgende Formeln:

Dauergrenze $\sigma_\beta' = \frac{\sigma_\beta}{2}\left(1 + \frac{S\ min.}{S\ max.}\right)$, wenn die minimalen und maximalen Spannungen gleichen Vorzeichens sind, und

Dauergrenze $\sigma_\beta'' = \frac{\sigma_\beta}{2}\left(1 - 0{,}5\,\frac{S\ min.}{S\ max.}\right)$, wenn die genannten Spannungen verschiedenes Vorzeichen aufweisen. Ersteres ist die *Launhardt*'sche letzteres die *Weyrauch*'sche Formel, worin $\sigma_\beta'$ und $\sigma_\beta''$ die Ermüdungs- oder Dauergrenzen bedeuten. Die Abb. 1 gibt einigen Aufschluss über die Dauergrenze von Stahlsorten auf Grund neuerer Versuche. Hiernach wäre die Brinell'sche Härteziffer die beste, leicht gewinnbare Vergleichsbasis für die Feststellung der Dauergrenze, die nach amerikanischer Deutung richtiger mit Beginn des inneren Zerfalles des Eisens bezeichnet würde.

*Diejenigen Berechnungsverfahren, die die Stossziffern für die Verkehrslasten* einführen, gehen zumeist von einer für alle Stützweiten und alle Stäbe, einschliesslich der Wechsel- und Knickstäbe, gleichbleibenden, unter der Proportionalitätsgrenze liegenden zulässigen Grundspannung aus.

Dieses letztere Bemessungsverfahren, das von *Waddell* seit dem Jahre 1890 warm verteidigt wurde, dürfte wohl das zweckmässigere sein, indem, wie heute als wahrscheinlich angenommen werden darf, eine Ermüdung des Materials bei den in der Praxis vorkommenden Beanspruchungen, die stets unter der Proportionalitätsgrenze liegen müssen, nicht in Frage kommt, oder zum wenigsten vermieden werden kann. Es sei hier auf die Ergebnisse der Materialproben zweier der ältesten eisernen Brücken der schweizerischen Bundesbahnen hingewiesen. Die Proben sind schwach und stark beanspruchten Trägerstellen entnommen; die Ergebnisse lassen nicht auf die geringsten Zeichen einer Ermüdung schliessen. Gleiche Nachweise aus der Praxis sind wiederholt erfolgt, so z. B. von *Bohny,* sowie von *Pegram,* dem Präsidenten der New-Yorker Hochbahn, der bei einem Brückenteil, der 100 Millionen Radschläge erlitten hatte, eine Ermüdung des Materials nicht feststellen konnte. Gegenteilige Beweise sind bisher wohl nicht gelungen, indem sich die Brüche meistens auf örtliche Ueberanstrengungen infolge von Materialfehlern oder durch die Fabrikation erklären liessen. Immerhin scheint *Bach* bei Probestäben aus der 60 Jahre alten, stark befahrenen Eisenbahnbrücke über den Nekar bei Canstatt gefunden zu haben, dass ausgeglühte Proben eine etwas geringere Streckgrenze aufwiesen, als nicht ausgeglühte, was schliesslich als Ermüdungszeichen gedeutet werden könnte.

Gleichwohl dürfte es wahrscheinlich sein, dass auf Generationen hinaus, bei unseren Brückenbauten mit Ermüdungserscheinungen nicht gerechnet werden muss, sofern die Beanspruchung innerhalb bestimmter Grenzen liegt. Gerade deshalb erwächst uns aber die Pflicht, die bezüglichen Verhältnisse weiterhin auf das Genaueste zu ergründen.

In diesem Sinne sollten einerseits die Dauerversuche weiter geführt und insbesondere ausgedehnt werden auf die geschweissten und genieteten Verbindungen, sowie auf die stossweisen Belastungsarten und die Folgen der dauernden Wirkung des Eigengewichtes, was insbesondere bei grösseren Brücken wichtig ist, und auf den allfälligen Unterschied zwischen Druck- und Zugbeanspruchungen. Anderseits wären die *Stosswirkungen der Verkehrslasten,* die einen ganz erheblichen Anteil an der Beanspruchung unserer eisernen Brücken ausmachen, im ganzen Umfange abzuklären.

Die Abb. 2 gibt eine rohe Vorstellung, in welchem Masse die Stösse der Verkehrslasten bei unseren neuen, eisernen Brücken beteiligt wären, wenn die amerikanische Pencoydformel zutreffend sein würde. Es ist daraus zu entnehmen, dass in diesem Falle, das heisst bei der Annahme der Proportionalitätsgrenze von 2 t/cm² als obere Spannungsgrenze für die anderen Kräfte, mit denen beim Baue der eisernen Brücken stets gerechnet werden muss, kein reichliches Spiel mehr vorhanden wäre; insbesondere gilt dies von den Nebenspannungen, die auf einer niedrigen Grenze gehalten werden müssten. Mit den weiteren Ausführungen soll nun das eigentliche Thema der *Stossziffern* behandelt werden, deren grosse Bedeutung im Rahmen Brückenbauwissenschaft vorstehend kurz umrissen ist.

*3. Erläuterung des Begriffes der Stossziffern.*

Fragt man sich zunächst, was eigentlich unter der *Stossziffer* zu verstehen sei, so kann diese folgendermassen umschrieben werden:

Die Stossziffer soll alle diejenigen Wirkungen umfassen, die bei einer Kraft, einem Biegungsmoment, oder, einfacher gesagt, bei irgend einer Spannung sich als *Unterschied zwischen den Werten für die ruhend aufgebrachten und für die bewegten Verkehrslasten ergeben.* Sie enthält daher folgende Wirkungen:

*1.* Die Lastenvermehrung, die sich ergibt aus dem *Durchlaufen einer gekrümmten Bahn,* herrührend von der Durchbiegung des Tragwerkes; diese Krümmung der Bahn kann zum Teil durch eine passend gewählte Ueberhöhung ausgeglichen werden.

*2.* Die Lastvermehrung, die sich dadurch ergibt, dass die *Lastübertragung nur mit der Geschwindigkeit der Schallfortpflanzung des Eisens erfolgt,* d. h. mit 5300 m/sec. Dieser Umstand fällt bei unseren kleineren Brücken kaum in Betracht, wäre aber bei grossen Brücken, wie z. B. über den Firth of Forth wohl einer genaueren Untersuchung wert. Dass der rasche Kräftewechsel sich mit grosser Geschwindigkeit überträgt, geht auch daraus hervor, dass bei den Versuchen zur Bestimmung der Ermüdungsgrenze rotierender Stäbe erst von 2000 Umdrehungen pro Sekunde an ein namhafter Abfall der Dauergrenze stattfand.

*3.* Die Spannungsvermehrungen, die *die Schläge infolge eines rauhen,* oder *schlecht liegenden Oberbaues, insbesondere aber die Schienenstösse auslösen.* Durch Schweissung der letzteren, und durch Verwendung kräftiger, gut gelagerter und langer Schienen (bis 27 m), können zweifellos wesentliche Stossmilderungen erzielt werden. Schlecht liegender Oberbau ist besonders bei Kurvenbrücken ungünstig. Schienenstösse können ferner zu regelmässigen Schlagwirkungen Anlass geben.

*4.* Die Spannungsvermehrungen, die exzentrische *unrunde, oder flache Stellen aufweisende Räder der Fahrzeuge hervorrufen.* Die flachen Stellen der Räder, die meistens bei den handgebremsten Wagen in Güterzügen auftreten, dürfen eine Pfeilhöhe bis zu 5 mm besitzen, ohne dass die damit behafteten Wagen aus dem Betrieb genommen werden müssen. Bei Lokomotiven kommen flache Stellen an den Radbandagen seltener vor. Exzentrizitäten der Radlaufkreise in Bezug auf die Achslager bis zu 1 mm können ebenfalls eintreten. Uebereinstimmend wird im allgemeinen angenommen, dass die aus diesen Mängeln der Fahrzeuge entstehenden Stösse sich bald in einer eisernen Brücke verlieren und letzterer nicht gefährlich seien.

*5.* Lastvermehrungen, beziehungsweise regelmässige Stosseinwirkungen erzeugen die *nicht vollständig ausgewuchteten Triebwerke der Dampflokomotiven, sowie der elektrischen Lokomotiven, in arbeitendem oder nicht arbeitendem Zustande,* wodurch übrigens auch das äusserlich sichtbare Nicken und Schlingern der Maschinen hervorgerufen wird. Bei uns soll bei den neueren Dampf-

lokomotiven die Auswuchtung der Triebwerke so sein, dass der statische Raddruck bei der grössten Geschwindigkeit um nicht mehr als 15 % vergrössert wird; hiebei sind die Raddruckvermehrungen der Triebachsen, infolge der lotrechten Komponenten der Schubstangendrücke, nicht inbegriffen. Dieser letzteren Mehrbelastung der Triebachsen entspricht indessen immer eine gleiche Entlastung der andern Achsen der Lokomotive. Den aus diesen Ursachen entstehenden Stössen wird der Hauptbeitrag dazu zugeschrieben, dass die nach statischen Gesetzen ermittelten Kräfte einer Brücke wesentlich erhöht werden können (Schwingungen 1. Ordnung). Dass dem so sein dürfte, beweist auch der Umstand, dass eine Ueberwuchtung von 10 kg im Triebwerk einer elektrischen Lokomotive bereits einen unruhigen Gang derselben zur Folge hatte. Die Gefährlichkeit regelmässiger Lastimpulse, die bei der sogenannten kritischen Geschwindigkeit im Tempo der Brückenschwingungen auftreten, hat schon früh der Einsturz von Hängebrücken bewiesen. Beim Bahnbetriebe sind diese Lastimpulse allerdings weniger bedenklich, und zwar, wie die Erfahrung beweist, erheblich weniger als bei Strassenbrücken; entweder wirken nämlich die Stösse nicht genügend kräftig oder ausreichend lang, oder es stören sich die verschiedenen Stosseinflüsse. Abb. 3 und 4 geben einigen Aufschluss über den Zusammenhang zwischen Schwingungszeiten, Belastung und Durchbiegung bei einer Eisenbahnbrücke, sowie ein Beispiel des Verlaufes der Durchbiegung und Schwingungen bei der erwähnten kritischen Geschwindigkeit, in der Annahme also, dass die nicht ganz ausgewuchteten Triebwerke der Lokomotive die Schwingungen verursachen.

*6.* Schliesslich kann die Brücke selbst und deren Gründungen durch Besonderheiten den Stosswirkungen Vorschub leisten. In erster Linie sind die Uebergänge des Geleises an den Widerlagern zu nennen, die häufig in schlechtem Zustande sich befinden. Sodann kommt die Konstruktion der Brücke selbst in Frage, wie Abstände der Quer- und Längsträger, Steifigkeit aller Stäbe, usw. Es sind daher kontinuierliche Längs- und Hauptträger zweckmässig, ebenso reichlich verstrebte, durchwegs vernietete Tragwerke.

### *4. Theoretische und experimentelle Bestimmung der Stossziffern.*

Wie aus vorstehenden Ausführungen ersichtlich ist, spielen also bei einer Festsetzung von Stossziffern eine Menge Einflüsse mit, die sich rechnerisch nicht fassen lassen, ohne dass in weitgehendem Masse das Experiment zu Hülfe kommt. Es wird zwar nicht leicht möglich sein, eine einfache Formel zu finden, die alle befriedigt. Abnormale Fälle könnten voraussichtlich nur dann berücksichtigt werden, wenn für jeden der vorgenannten Beiträge eine besondere Formel angesetzt würde. *Vielleicht dürfte dies auch der einzige Weg sein, um Klarheit in die Angelegenheit zu bringen.*

Auf alle Fälle ist die Stossziffer gewissermassen eine Funktion der Brückenkonstruktion, des Zustandes der Bahnanlage und der Fahrzeuge; die Stossziffern werden daher offensichtlich für die verschiedenen Länder verschieden ausfallen müssen.

Trotz der verwickelten Sachlage ist versucht worden, für die Stossziffern theoretische Ableitungen aufzustellen. Ohne die bezüglichen Untersuchungen unterschätzen zu wollen, muss doch gesagt werden, dass sie die wirklichen Naturvorgänge nur in vereinfachter Weise betrachten.

In *theoretischer, wie in experimenteller Hinsicht* treffen wir Lösungen an, die sich entweder mit *mittleren, auf die ganze Brücke bezogenen, oder mit örtlichen Stossziffern befassen.* Als Mittelwerte der Beeinflussung der ganzen Brücke sind die aus Winkeländerungen oder die aus Durchbiegungen in Brückenmitte oder andern Trägerpunkten abgeleiteten Stossziffern zu betrachten, während die örtlichen Stossziffern aus Spannungsmessungen hervorgehen. Da zweifellos die Stossziffer von Stelle zu Stelle einer Brücke sich ändert, so muss offenbar die in zweiter Linie genannte Untersuchungsmethode als die richtigere angesehen werden; sie ist leider noch die umständlichere, da an sehr vielen Trägerstellen gemessen werden muss, um zuverlässige Ergebnisse zu erhalten.

#### *a. Theoretische Bestimmungen der Stossziffern.*

Zunächst mögen die theoretischen Bestimmungen der Stossziffern behandelt werden, wenn auch die in dieser Hinsicht vorgenommenen praktischen Untersuchungen vorausgegangen sind.

*Melan,* wohl angeregt durch die vom Jahre 1881 an vorgenommenen amerikanischen Versuche, dürfte als erster eine vollständige Analyse der Stossziffern gegeben haben. Obschon er zum Teil von nicht ganz zutreffenden Annahmen ausging, erhielt er eine mit den wirklichen Verhältnissen nicht schlecht stimmende Formel für die Stossziffer in Funktion der Belastungslänge, nämlich: $J = 0{,}20 + \frac{8}{10 + L}$. Die interessanteste aller bekannten Studien dürfte *Remfry* zu verdanken sein. Er gelangte durch Beachtung aller vorgenannten Einflüsse zu Stossziffer-kurven, die in der Abb. 5 dargestellt sind. Der Verlauf seiner Kurven ist ein sehr eigenartiger, der aber durchaus als natürlich zu betrachten ist, indem wirklich zu erwarten steht, dass mit der Wirkung einer zweiten Lokomotive die Stossziffer für gewisse Belastungslängen wieder zunimmt. Die Einsackung gegenüber dem gestrichelt gezeichneten gewöhnlichen Verlauf der Stossziffer-kurven bei 20 m dürfte vielleicht darin eine praktische Bestätigung finden, dass die Blechträger, die bis zu dieser Stützweite gebaut werden, sich im allgemeinen vorzüglich halten, was indessen zum Teil auch darauf zurückgeführt werden kann, dass die Vollwandträger in hervorragendem Masse von Nebenspannungen frei sind. Remfry betont auch, dass mit Rücksicht auf die Stosswirkungen alle Brücken unter 12 m Stützweite mit einem Schotterbett versehen werden sollten und weist nach, dass letzteres bis zu 30 m Stützweite noch einen ausreichend grossen Nutzeffekt hat. Es sei daran erinnert, dass der verstorbene Oberingenieur der ehemaligen Nordostbahn *Moser,* ein durchgehendes Schotterbett sogar bei der 90 m weit gespannten Rheinbrücke bei Eglisau angeordnet hat, allerdings nicht nur zur Milderung der Stösse, sondern auch um den Oberbau der freien Strecke durchführen zu können.

Eine weitere lehrreiche Untersuchung der Stossziffern rührt von *Loyd-Jones* her. Er geht von der jedenfalls zutreffenden Betrachtung aus, dass die Stossziffer am besten durch Einzellasten, am Orte der Lokomotiven wirkend, ausgedrückt werde, weil ja die nicht ausgewuchteten Triebwerke der Lokomotiven die Hauptursache der Stösse bilde. Von Beobachtungen an Brücken ausgehend, erhielt er Stossziffern, die von 15 bis 25 Tonnen bei kleineren Brücken, bis zu 30 bis 50 Tonnen bei mittleren Brücken ansteigen und hierauf bei grösseren Stützweiten langsam abfallen. Der Ver-

lauf einer solchen Stosszifferkurve ist ebenfalls in der Abb. 5 angegeben.

Daneben bestehen noch eine Reihe älterer und neuerer Studien, die aber unseres Erachtens die Aufgabe der Bestimmung der Stossziffer nicht in so umfassender Weise behandeln, wie die zuvor erwähnten Untersuchungen. An dieser Stelle sei besonders auf eine Veröffentlichung von Prof. *Inglis* „Theory of transverse oscillations in girders" (1924) hingewiesen, in der dargelegt ist, wie bei einem einfachen Belastungsfall (Querträger einer Brücke) theoretisch und experimentell sehr gut übereinstimmende Ergebnisse erzielt wurden. Endlich hat auch *Dr. Ing. Stoop* eine interessante Dissertation über dynamische Beanspruchungen eiserner Brücken verfasst (1922). Die Abb. 6 gibt eine Darstellung der bekanntesten Stosszifferkurven, die allerdings, genau genommen, nicht immer auf rein theoretischer Grundlage abgeleitet sind. Es ist daraus zu ersehen, dass die veränderlichen zulässigen Spannungen schliesslich auch auf Stossziffern umgeformt werden könnten. Diese Vermengungen von Ermüdungsformeln und Stosszifferwerten sollten aber vermieden werden, obgleich schliesslich beide Bemessungsverfahren in gewissen Fällen ähnliche Ergebnisse zeitigen könnten.

*b. Experimentelle Bestimmungen der Stossziffern.*

Wie bereits gesagt, hat die Erfahrung zuerst auf die Gefährlichkeit wiederholter Lastimpulse aufmerksam gemacht und zwar in der Form grosser Schwingungen. Es lag daher am nächsten, aus deren Grösse auf die Stossziffern zu schliessen. Dies wird für Strassenbrücken eher zutreffen als für Eisenbahnbrücken. Bei letzteren sind die Schwingungen und Erzitterungen der Brücke und ihrer Teile so mannigfaltig, dass wohl nur Spannungsmessungen in Verbindung mit Durchbiegungsmessungen einwandfreien Aufschluss über alle Vorgänge werden geben können. Ausserdem darf als feststehend angenommen werden, dass die aus Spannungsmessungen abgeleiteten Stossziffern grössere Werte ergeben, als die aus Durchbiegungen bestimmten, welche im allgemeinen einen Summenausdruck der Formänderungen von stark und schwach beanspruchten Stäben darstellen.

Von den vorliegenden, experimentellen Untersuchungen sind in zeitlicher Reihenfolge zu nennen:

a) Die oben erwähnten Versuche der englischen Kommission vom Jahre 1849.

b) Die Versuche von Prof. *Robinson* und *Sabine* vom Jahre 1881 an, die den Zusammenhang zwischen den Grundschwingungen der Brücken und den Triebwerkumdrehungen der Lokomotiven erkennen liessen und die im Jahre 1887 durch *C. Schneider* zur Aufstellung der noch heute vielfach gebrauchten Pencoydformel führten.

c) Die Versuche von *Deslandres* an Strassenbrücken und von *Rabut* und *Sales* an Eisenbahnbrücken.

d) Die Versuche der American Railway Engineering Association wurden in den Jahren 1907 bis 1910 unter Führung von Prof. *Turneaure* vorgenommen, die erstmals gründlichen Aufschluss über alle mit der dynamischen Beanspruchung eiserner Eisenbahnbrücken zusammenhängenden Fragen gaben.

e) Die Versuche der schweizerischen Bundesbahnen vom Jahre 1917, die den Unterschied zwischen der dynamischen Wirkung von Dampflokomotiven und elektrischen Lokomotiven feststellen sollten. Wesentliche Unterschiede konnten aber nicht gefunden werden, sodass bis zu einer weiteren Untersuchung angenommen werden muss, dass diese Lokomotivgattungen in der heutigen Ausbildung bei uns gleichwertig seien.

f) Die Versuche des Indian Bridge Committee, die, durch eine Veröffentlichung *Andersons* angeregt, in origineller Weise in den Jahren 1918 bis 1921 ausgeführt wurden. Leider gelangten diese Ingenieure zu keinem abschliessenden Ergebnis; sie wollen vielmehr die Angelegenheit weiter verfolgen. Immerhin geht aus ihren Berichten hervor,
dass Einzellasten den Stoss besser zum Ausdruck bringen dürften, als verteilte Lasten,
dass die Stossziffern grösser seien bei direkter Schwellenlagerung als beim Vorhandensein einer Fahrbahn,
dass die Stossziffern, aus Spannungsmessungen abgeleitet, grösser seien, als die aus Durchbiegungsmessungen bestimmten, wie dies aus Abb. 7 hervorgeht, und
dass die Brücke sowohl als Ganzes, als auch mit Knotenbildungen schwingen könne, wobei die Knoten sich mit der Belastung verschieben und neu bilden können.

g) Auch die englischen, im Jahre 1920 vorgenommenen Versuche sind sehr wertvoll; sie ergaben, dass bei einer Brücke neben langsamen Schwingungen auch solche von höheren Frequenzen vorkommen. Da die Auswahl der erprobten Brücken sich nicht ausschliesslich auf einfache, eingeleisige Ueberbauten beschränkte, konnten unseres Erachtens auch die Ergebnisse nicht zu klaren Erkenntnissen führen.

h) Auch die deutsche Reichsbahn hat im Jahre 1921 verschiedene Stossversuche unternommen, im Zusammenhang mit der Ausarbeitung der neuen Brückenverordnung.

Eine Zusammenstellung der aus Versuchsergebnissen abgeleiteten einzelnen Stossziffern sind in Abb. 8 enthalten. Alle derartigen Ergebnisse gründen sich auf einen Vergleich der bei ruhender Last gemessenen grössten Werte von Durchbiegungen oder Spannungen mit den grössten Werten bei bewegter Verkehrslast, wie dies in Abb. 3 angedeutet und in Abb. 9 und 10 bei einer Anzahl von Diagrammen gezeigt ist. Bei einem solchen Diagramm kann man im allgemeinen 4 Teile unterscheiden, die einen besonderen Charakter haben, und die sich bei Auffahren der Belastung, der Ueberfahrt und der Abfahrt, sowie dem Ausschwingen der Brücke ergeben. Der wichtigste und am einfachsten zu analysierende Teil wird durch die Ueberfahrt gebildet. Brems- und Schleuderfahrten der Lokomotiven zeichnen sich in den Diagrammen nur wenig ab.

Die Umhüllungskurve aller Einzelwerte von Stossziffern, bezogen auf die Belastungslänge oder die Stützweite, wird Stossziffer-Kurve genannt. Eine Reihe solcher auf experimenteller Grundlage beruhender Kurven ist in Abb. 11 dargestellt.

Will man indessen näher in die Verhältnisse der Diagramme eindringen, und insbesondere die Formänderung der Brücke in einem gegebenen Augenblick bestimmen, so erheben sich grosse Schwierigkeiten, da zur Zeit geeignete, handliche und im Hinblick auf die

Kosten annehmbare Apparate kaum erhältlich sind. Aber auch sonst ist eine Analyse eines aufgenommenen Diagrammes, insbesondere bei Brücken mittlerer Stützweite, eine heikle Sache, weniger dagegen bei kleinen oder ganz grossen Spannweiten. Bei letzteren sind die Diagramme ruhiger und klarer und können auch mit weniger vollkommenen Instrumenten, wie z. B. den Fränkel'schen Spannungsmessern aufgenommen werden, da die kleinen Einflüsse in ihrer Wirkung zurücktreten.

Durch sorgfältigste Zeitmarkierung glaubt das Indian Bridge Committee nachgewiesen zu haben, dass beim Auffahren der Last sich davor ein Schwingungsknoten bilde, zu dem sich schliesslich weitere unter der Last selbst gesellen, sodass deren 1 bis 4 auf eine Oeffnung entfallen können. Jedes Diagramm, sei es nun ein Durchbiegungs- oder Spannungsdiagramm, würde sich somit im allgemeinen zusammensetzen aus den Grundwerten, mit den darüber gelagerten langsamen Hauptschwingungen (erster Ordnung), die von den nicht ganz ausgewuchteten Triebwerken hervorgerufen werden, sowie den Schwingungen zweiter Ordnung zwischen Schwingungsknoten und endlich den Schwingungen dritter Ordnung bei Fachwerkstäben infolge Eigenschwingungen, ausgelöst durch die allgemeinen Erschütterungen.

### *5. Schlussfolgerungen.*

Aus allen bisher vorgenommenen Versuchen und Studien dürfen folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

*1.* Um richtig bemessene Brücken zu erhalten, ist die Einführung von Stossziffern in die Berechnungen erforderlich, deren genaue und klare Bestimmung als eine der dringlichsten Aufgaben anzusehen ist.

*2.* Die Stossziffern sind eine Funktion der Konstruktion einer Brücke und der Fahrzeuge, sowie ihres Unterhaltungszustandes; sie sind für alte Brücken eher grösser als für neue.

*3.* Da nach allseitiger Auffassung, wenigstens bei grösseren Brücken, die nicht vollständig ausgewuchteten Triebwerke der Lokomotiven den Hauptbeitrag zur Stossziffer abgeben, so braucht eine Stossformel die Fahrgeschwindigkeit des Zuges nicht zu enthalten, da stets die kritische Geschwindigkeit gemeint ist, bei der die Triebräder der Lokomotiven im Takt mit den Brückenschwingungen arbeiten. Bei mittleren und grösseren Brücken dagegen wird die kritische Geschwindigkeit erreicht, oder gar überschritten, je nach der Zugsgattung; bei kleineren Brücken (15 m) wird sie nicht erreicht; dort sind zur Bildung der Stossziffer die übrigen zuvor genannten Einflüsse überwiegend.

*4.* Als roheste Stossformeln dürften jene anzusehen sein, die nur die Spannweite als veränderliche Grösse enthalten; bessere Ergebnisse dürfte die Einführung der Belastungslänge zeitigen, insbesondere für Wechselstäbe und schliesslich wird der Vorschlag für die Annahme von Einzellasten als Zusatzlasten zu den Lokomotivgewichten, und zwar als Funktion der Brücke und der Lokomotivgattung, die wirklichen Verhältnisse noch richtiger treffen.

*5.* Bei mittleren Verhältnissen dürfte die alte Pencoydformel noch immer als gute Annäherung zu betrachten sein, obschon sie für kleine Spannweiten eher zu kleine, für grosse Spannweiten eher zu grosse Werte liefert. Als den heutigen Verhältnissen besser entsprechende Formel dürfte diejenige der American Railway Engineering Association vom Jahre 1916 anzusehen sein.

*6.* Um ein klares Bild zu erhalten, sollten die allgemeinen Stossformeln in ihre Einzelbestandteile zerlegt werden, damit die jeweilen vorliegenden Verhältnisse zutreffender eingeschätzt werden können, was für die sichere Beurteilung bestehender Bauten von ausserordentlicher Tragweite wäre.

*7.* Zur Verminderung der Stossziffer trägt bei: die Verwendung von langen Schienen, mit allenfalls geschweissten Stössen und hölzernen Querschwellen auf ausreichend von einander abstehenden Längsträgern; die Anordnung kontinuierlicher Längs- und Hauptträger sowie einer sonst gut ausgesteiften Fahrbahn- und Hauptträgerkonstruktion, ferner allenfalls, bis ungefähr 30 m Stützweite, die Durchführung des Schotterbettes zur Erhöhung der Masse. Ferner kommt eine kräftige Ausbildung der Windverbände in Frage, um zu verhindern, dass ein Zusammentreffen lotrechter und seitlicher Schwingungen ein sogenanntes Schlottern der Brücke bewirkt. Endlich wäre zu erwähnen die Vermeidung offener, sowie schiefer Brücken.

### *6. Schlusswort.*

Bis heute sind für die Arbeiten zur Ermittlung der Stossziffern bedeutende Mittel aufgewendet worden. Weit grössere Aufwendungen sind aber für die ausserordentliche Anzahl von Belastungsproben, sei es anlässlich der Abnahme von Brücken, sei es bei den periodisch wiederkehrenden Prüfungen, gemacht worden, ohne dass eigentlich ein klares Bild der verschiedenen Einflüsse der Stosswirkungen erhalten worden wäre. Unseres Erachtens ist dies darauf zurückzuführen, dass die Proben zu öfters, dafür aber zu wenig eingehend vorgenommen worden sind und darum schliesslich ergebnislos verlaufen mussten.

Besondere Versuche wären künftig an *bestimmten Brückengattungen* vorzunehmen, wobei jede Gattung mit einer Reihe verschiedener Stützweiten vertreten sein müsste. Bei jeder dieser Brücken wäre der Einfluss verschiedener Oberbauarten, sowie verschiedener Lokomotiv- und Wagenarten zu untersuchen. Hiebei wären die Oberbauarten mit und ohne Schienenstösse zu verlegen; die Wahl der Fahrzeuge wäre so zu treffen, dass auch aus dem Zusammenhang zwischen den Fachlängen der Brücken, den Radständen und den Schienenlängen sich Resonanzerscheinungen einstellen könnten. Schliesslich wären auch die Fahrzeuge und Oberbauarten so zu wechseln, dass die Einflüsse ungünstiger, im Betriebe vorkommender Zustände, wie Flachstellen bei Rädern, rauher, schlecht gelagerter Oberbau, unvollkommene Federungen usw. festgestellt werden könnten. Schliesslich wäre auch noch auf einen Vorschlag des Indian Bridge Committee aufmerksam zu machen, der dahin geht, die zu untersuchenden Brücken mit einem auf einem Wagen montierten schwingenden Gewicht zu erproben, um die Schwingungszeit, sowie den Dämpfungsfaktor genau bestimmen zu können.

Sodann dürfte es kaum zweifelhaft sein, dass nur Spannungsmessungen zur Bestimmung der Stossziffern herangezogen werden dürften, und dass die Messungen von Durchbiegungen oder Winkeländerungen nur zur Nachprüfung und Bestimmung allfälliger Schwingungsvorgänge benützt werden sollten.

Zur Bestimmung der Spannungen, Durchbiegungen und allenfalls auch der Winkeländerungen wären die besten aller erhältlichen Messapparate zu verwenden. Auch hier wären zweifellos noch grosse Fortschritte möglich, wenn alle im Apparatenbau gemachten Erfahrungen zur Anwendung gelangen könnten.

Grosse Schwierigkeiten bestehen allerdings, da der Brückenbauer nicht fein säuberlich im geschlossenen Zimmer, sondern oft dem Wind und Wetter ausgesetzt, manchmal sogar in gefährlicher Lage seine Messungen ausführen muss.

Aus den Messungen selbst wären die Stosszuschläge zu bestimmen und zwar sowohl für die Grundspannungen, als auch für die Nebenspannungen im Längs- und Quersinne, indem den durch die Fahrbahn beeinflussten Nebenspannungen eine höhere Stossziffer beigelegt werden muss. Schliesslich wären die Stossziffern für die verschiedenen Brückenglieder nach Brückenarten gesondert aufzutragen, um schliesslich die Erkennung eines gesetzmässigen Aufbaues zu ermöglichen. Diese letzteren Arbeiten sollten für alle bisher ausgeführten Stossversuche nachgeholt werden, die Zusammenstellung der Ergebnisse verspräche grossen Nutzen.

Der Weg bis zur vollen Abklärung der Frage der Stossziffern wird allerdings noch weit sein. Er wird aber zurückgelegt werden müssen, wenn wir unsere eisernen Brücken kennen lernen wollen, denen unsere stete Sorge gilt. Die Aufgabe ist so umfangreich, dass sie wohl kaum von Einzelnen, sondern nur im Zusammenarbeiten aller Beteiligten gelöst werden kann. Die Angelegenheit ist ausserordentlich wichtig, nicht nur für neue Brücken, sondern vielleicht noch weit mehr für bestehende Bauwerke, deren Bestand manchmal gesichert werden könnte, wenn wir in alle mit der Stossziffer zusammenhängenden Verhältnisse genauen Einblick hätten. Gelegenheit zu vielen Brückenproben ist da, selbst dort, wo nur die neu erstellten Brücken erprobt werden. Es gilt nur, die Gelegenheit richtig zu benützen und ein System in die Messungen zu bringen, um in kürzester Zeit eine Menge wertvoller Angaben zu erhalten, die die Bestimmung zuverlässiger Stossziffern erlauben würden. Diese Stossziffern wären von einer Stelle zu sammeln, sowie zu verarbeiten und allen Beteiligten in geeigneter Form wiederum bekannt zu geben.

Diese Ausführungen hat der Verfasser bereits im Jahre 1922 bekannt gegeben. Der damals geäusserte Wunsch, es möchten sich die Interessenten zusammenfinden und die Frage der Stossziffern gemeinsam behandeln, ist zweifältig in Erfüllung gegangen. Erstens hat die deutsche Reichsbahn auf Veranlassung von Reichsbahndirektor *Schaper* einen Wettbewerb zur Gewinnung von Apparaten ausgeschrieben, die besonders für dynamische Messungen an eisernen Brücken geeignet sind. Es ist nicht daran zu zweifeln, dass der Wettbewerb, solche Apparate für Spannungs- und Schwingungsmessungen bringen oder zum mindesten die Grundlagen für deren endgültigen Aufbau zeitigen wird.

Ferner hat sich der *Internationale Eisenbahnverband* der Durchführung der Proben an Eisenbahnbrücken zur Erzielung einer engern Zusammenarbeit der verschiedenen Verwaltungen angenommen, so dass zu hoffen ist, dass in den nächsten Jahren hinsichtlich der dynamischen Einflüsse auf die Brücken wertvolle und klare Ergebnisse gewonnen werden.

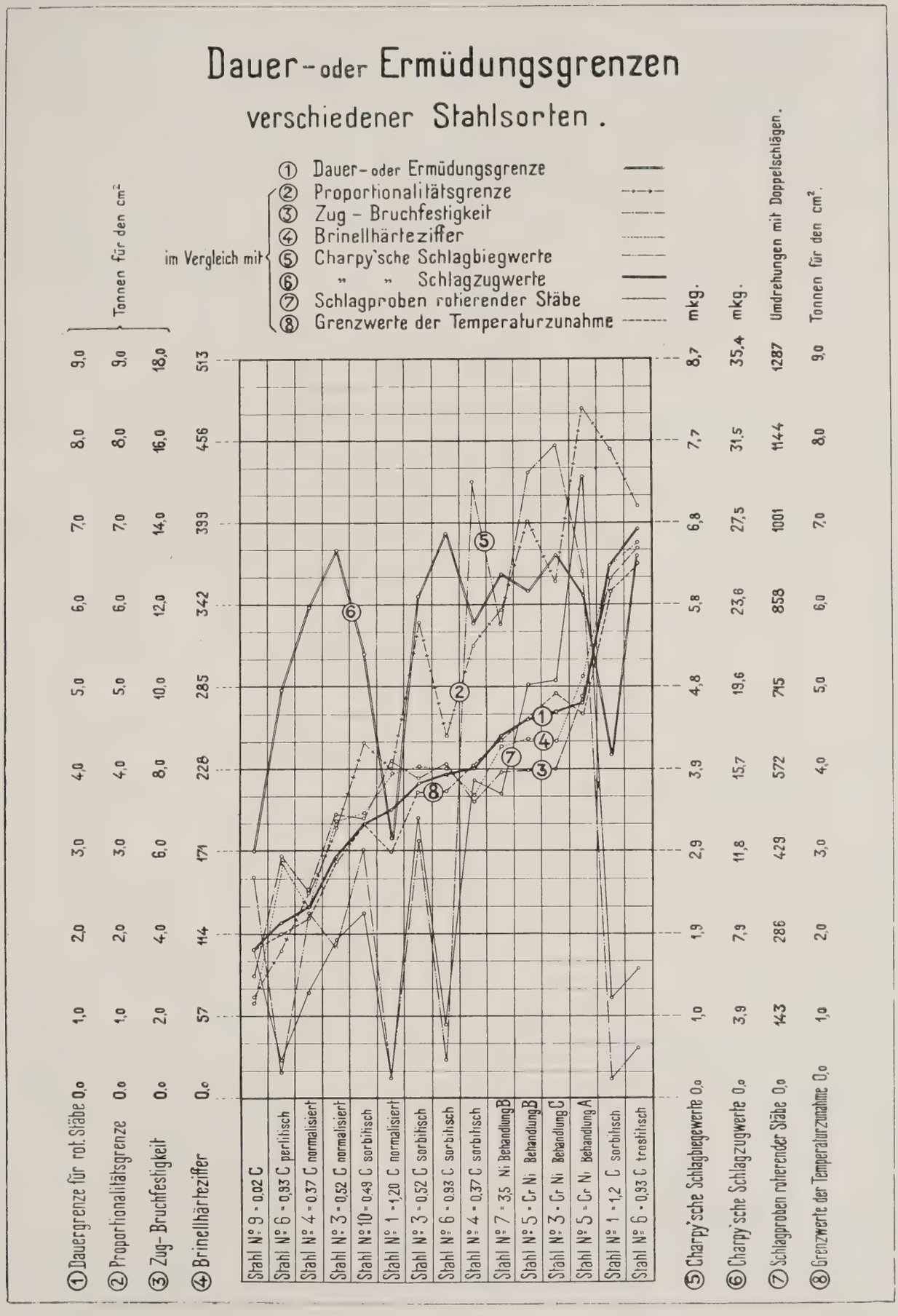

Dauer-oder Ermüdungsgrenzen
verschiedener Stahlsorten.
① Dauer-oder Ermüdungsgrenze
② Proportionalitätsgrenze
③ Zug - Bruchfestigkeit
④ Brinellhärteziffer
im Vergleich mit ⑤ Charpy'sche Schlagbiegwerte
⑥ " " Schlagzugwerte
⑦ Schlagproben rotierender Stäbe
⑧ Grenzwerte der Temperaturzunahme
Tonnen für den cm²
① Dauergrenze für rot. Stäbe 0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0
② Proportionalitätsgrenze 0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0
③ Zug-Bruchfestigkeit 0,0 2,0 4,0 6,0 8,0 10,0 12,0 14,0 16,0 18,0
④ Brinellhärteziffer 0,0 57 114 171 228 285 342 399 456 513
Stahl N° 9 - 0,02 C
Stahl N° 6 - 0,93 C perlitisch
Stahl N° 4 - 0,37 C normalisiert
Stahl N° 3 - 0,52 C normalisiert
Stahl N° 10 - 0,49 C sorbitisch
Stahl N° 1 - 1,20 C normalisiert
Stahl N° 3 - 0,52 C sorbitisch
Stahl N° 6 - 0,93 C sorbitisch
Stahl N° 4 - 0,37 C sorbitisch
Stahl N° 7 = 3,5 Ni Behandlung B
Stahl N° 5 - Cr Ni Behandlung B
Stahl N° 3 - Cr Ni Behandlung C
Stahl N° 5 - Cr Ni Behandlung A
Stahl N° 1 - 1,2 C sorbitisch
Stahl N° 6 - 0,93 C trostitisch
⑤ Charpy'sche Schlagbiegewerte 0,0 1,0 1,9 2,9 3,9 4,8 5,8 6,8 7,7 8,7 mkg.
⑥ Charpy'sche Schlagzugwerte 0,0 3,9 7,9 11,8 15,7 19,6 23,6 27,5 31,5 35,4 mkg.
⑦ Schlagproben rotierender Stäbe 0,0 143 286 429 572 715 858 1001 1144 1287 Umdrehungen mit Doppelschlägen.
⑧ Grenzwerte der Temperaturzunahme 0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0 Tonnen für den cm².

Abb. 1.

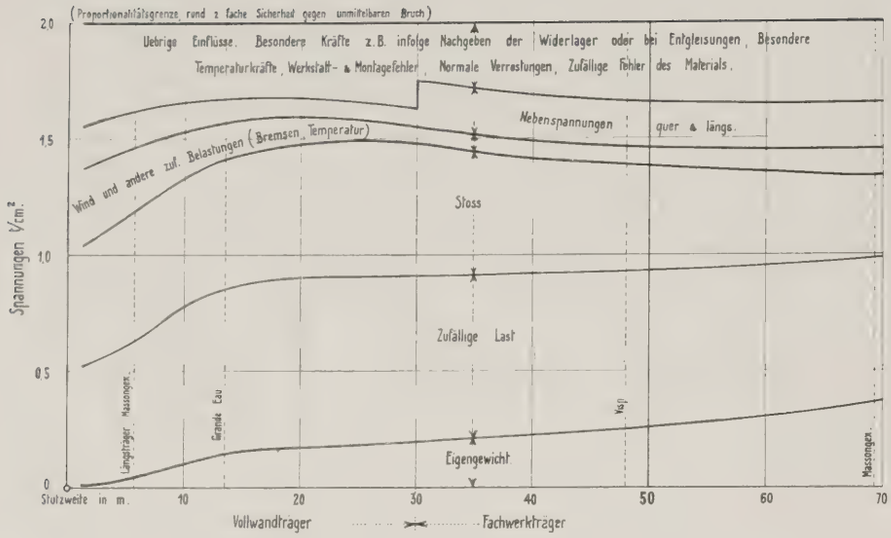



Abb. 2. Schematische Darstellung der auf eine eiserne Brücke wirkenden Einflüsse.

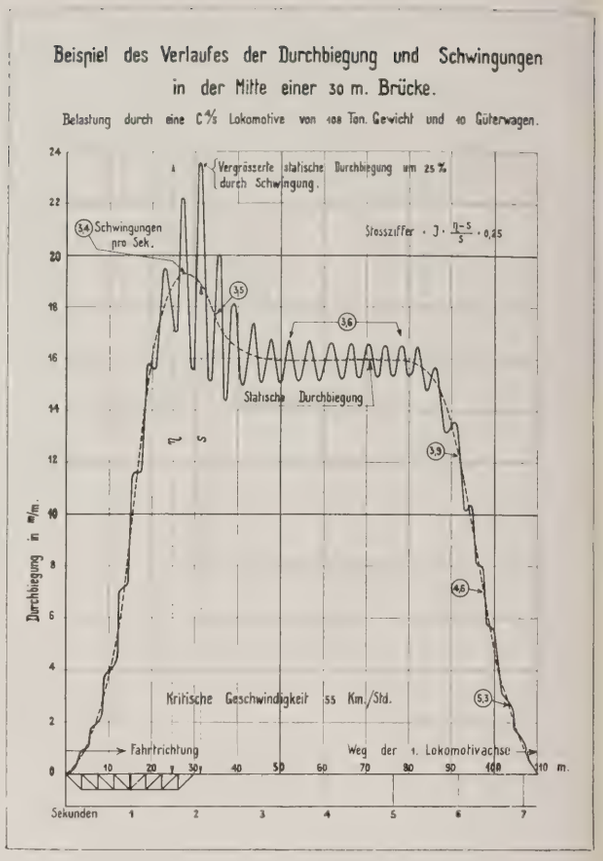



Abb. 3.

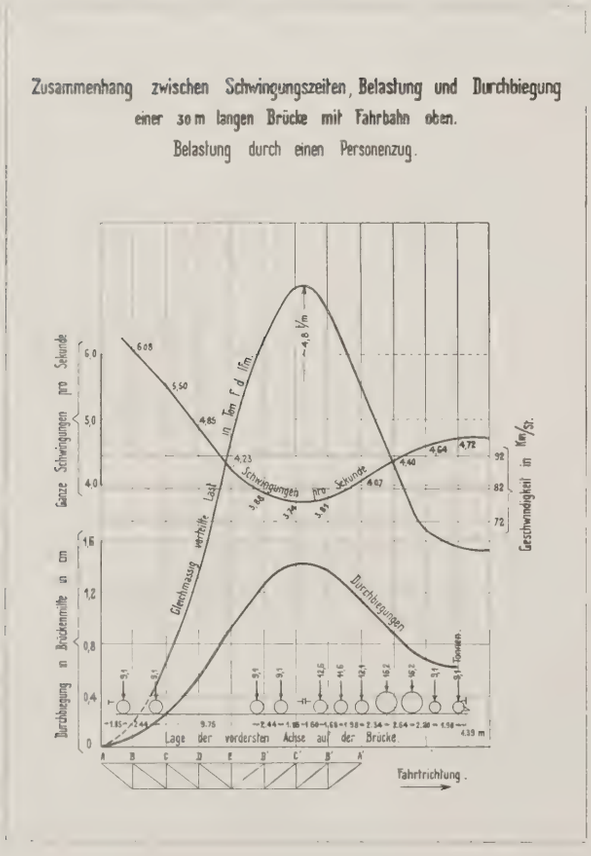



Abb. 4.

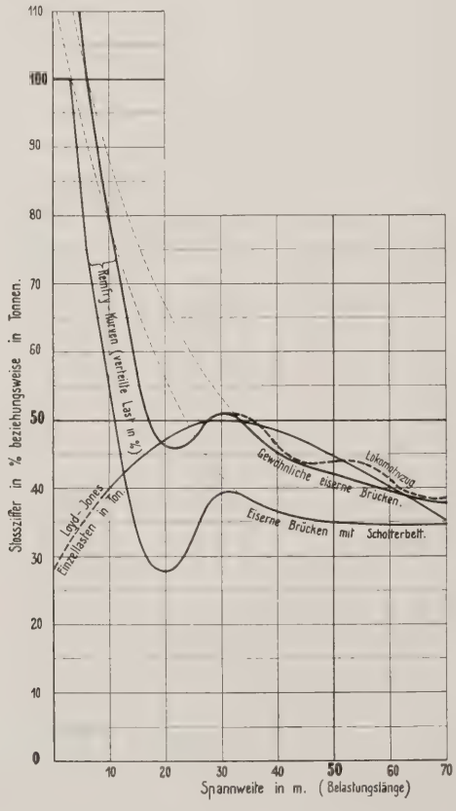



Abb. 5. Stoßzifferkurven Remfry und Loyd-Jones.

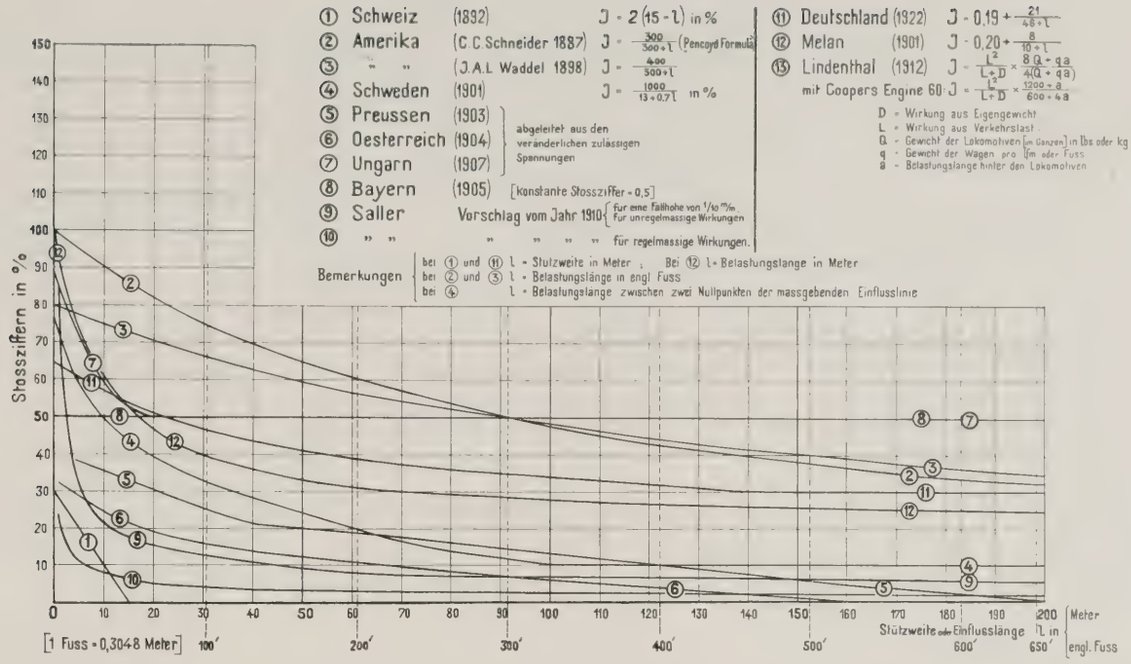
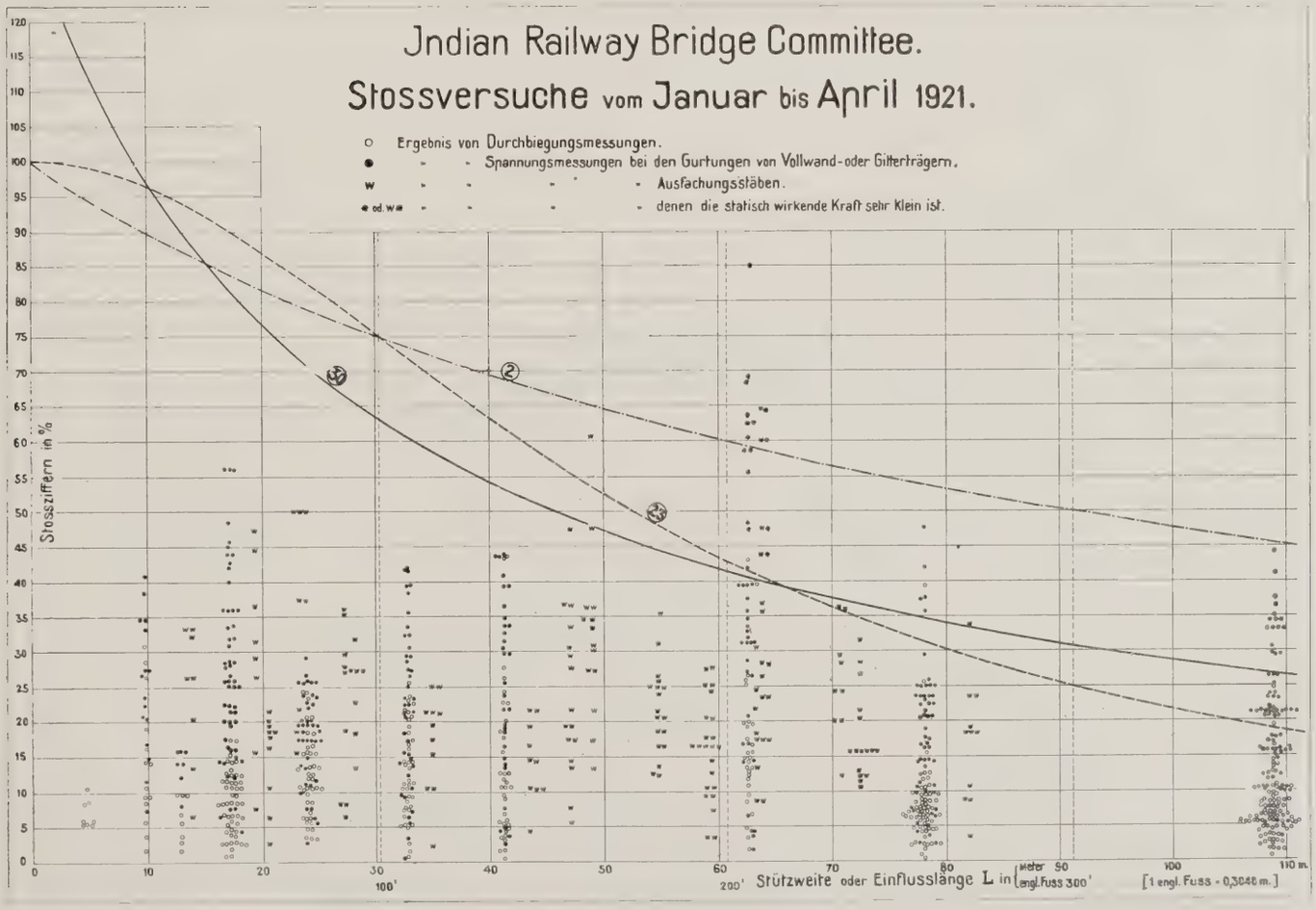



Abb. 6. Stoßzifferkurven, auf theoretischer Grundlage abgeleitet.




$$2:\ J = \frac{300}{L + 300} \qquad 23:\ J = \frac{30000}{30000 + L^2} \qquad 30:\ J = \frac{120}{L - 90}$$

Abb. 7.

# Stossziffern.

## Auswahl von Versuchswerten

erhalten bei zumeist eingeleisigen, mit Schwellenbelag versehenen Brücken.

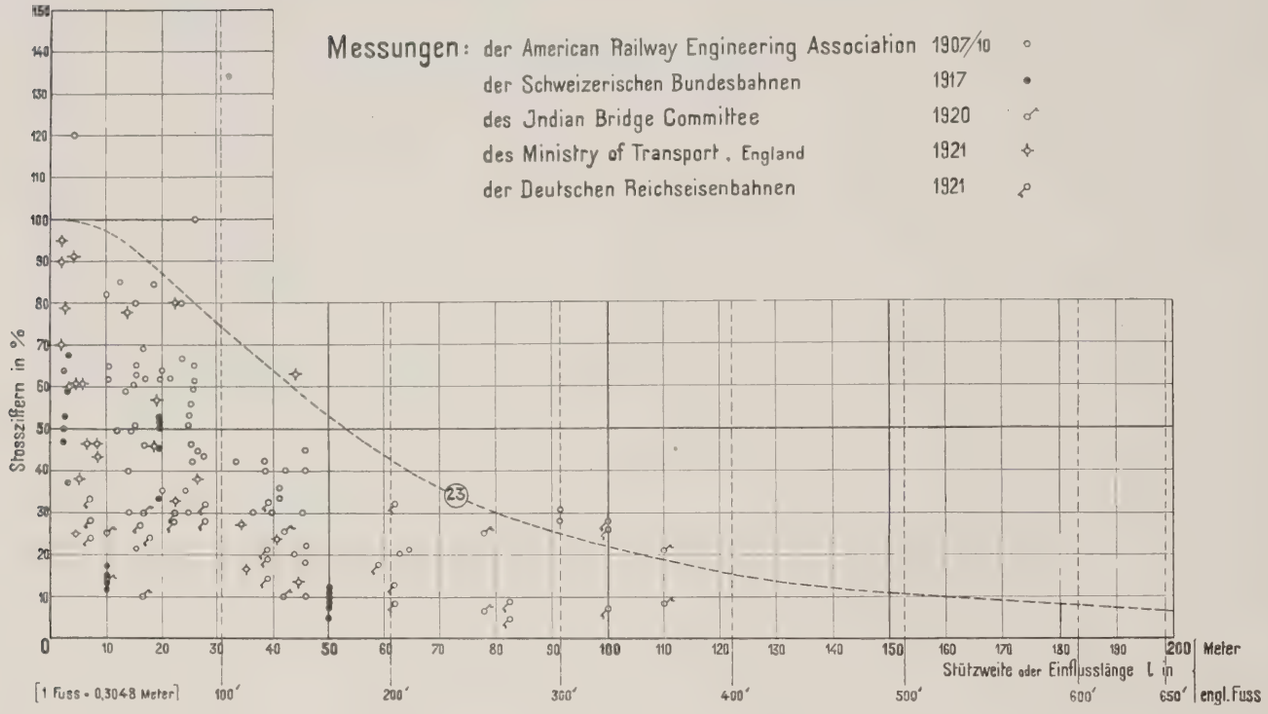
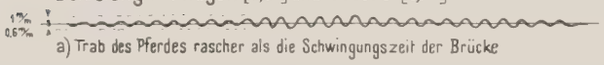



Abb. 8.

## 1. Brücke bei Pontoise. [1892]

2 Einzeloeffnungen von je 37,30 m Stützweite.

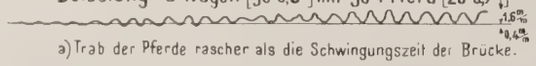
Belastung: 1 Wagen [0,8 t] und 1 Pferd [0,7 t]



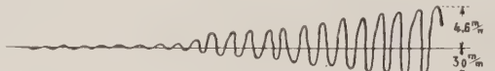
a) Trab des Pferdes rascher als die Schwingungszeit der Brücke

b) Trab des Pferdes im Takt mit den Schwingungen der Brücke

Belastung: 3 Wagen [je 0,8 t] mit je 1 Pferd [zu 0,7 t]

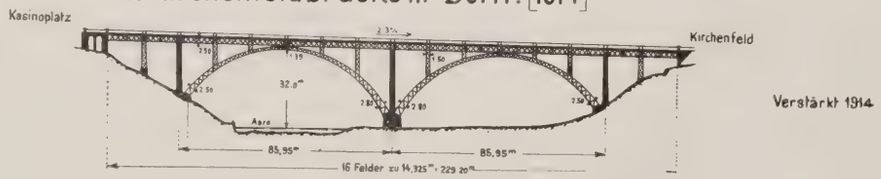


a) Trab der Pferde rascher als die Schwingungszeit der Brücke.



b) Trab der Pferde im Takt mit den Schwingungen der Brücke.

## 2. Kirchenfeldbrücke in Bern. [1914]




Belastung: Vorüberziehen einer Abteilung Militär [ein Zug von 50 Mann] in langsamem Laufschritt

Lotrechte Schwingungen, etwa 3 pro Sekunde, nach Verstärkung der Brücke.

Aufzeichnung durch den Fränkel'schen Schwingungszeichner.

Abb. 9. Schwingungsdiagramme, I. Teil, Beispiel 1 und 2.

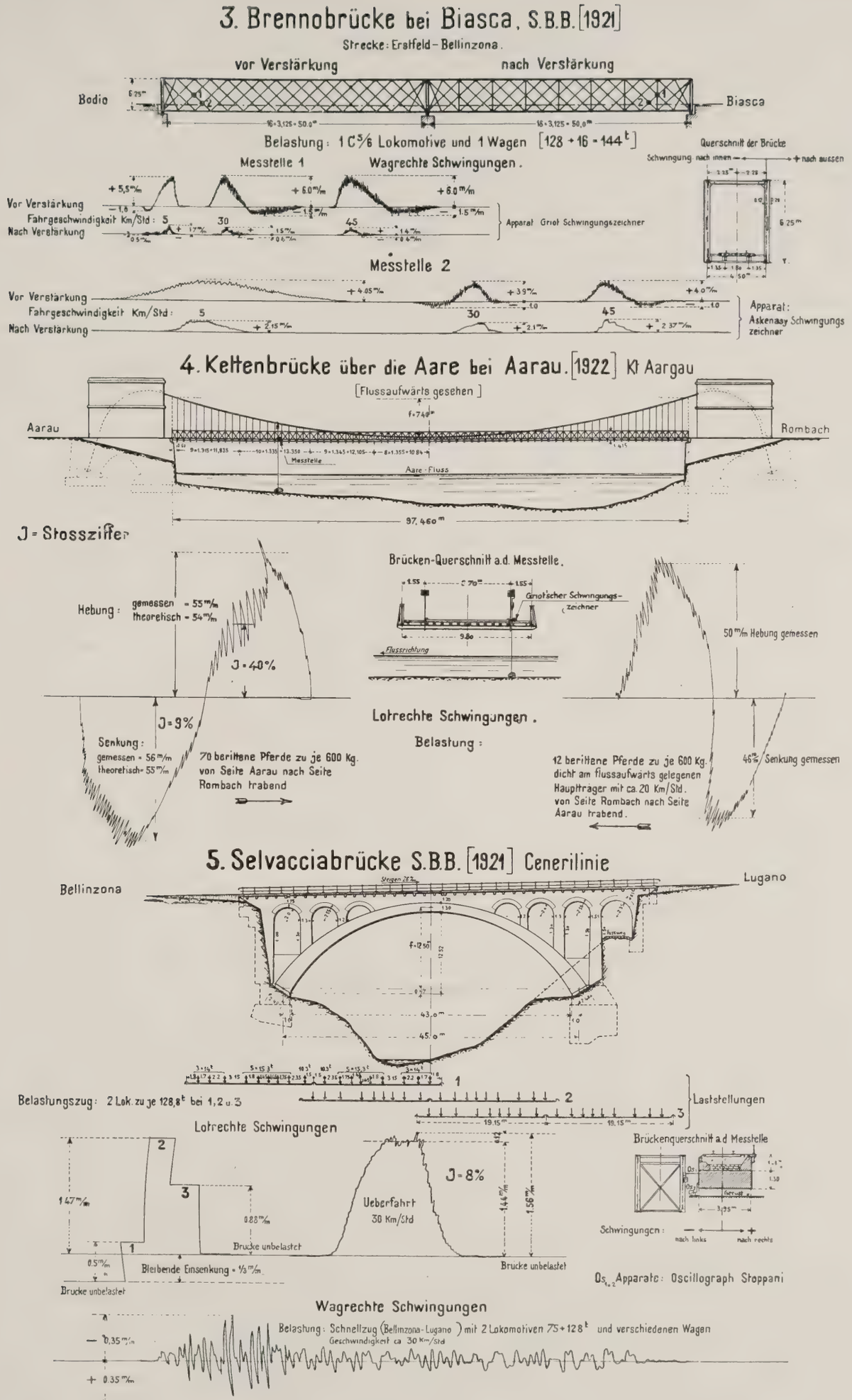



Abb. 9. Schwingungsdiagramme, I. Teil, Beispiele 3, 4, 5.

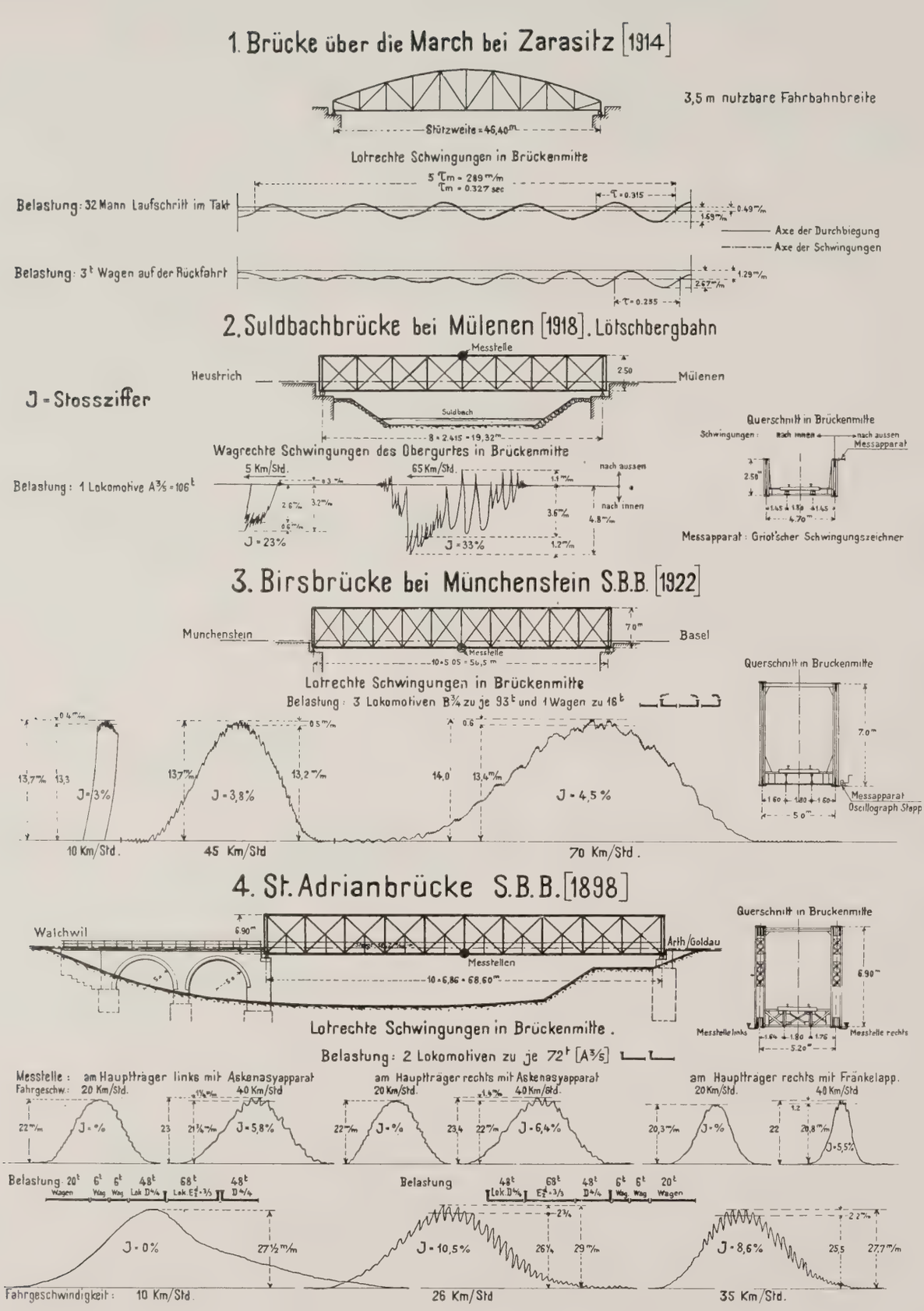



Abb. 10. Schwingungsdiagramme, II. Teil, Beispiele 1 bis 4.

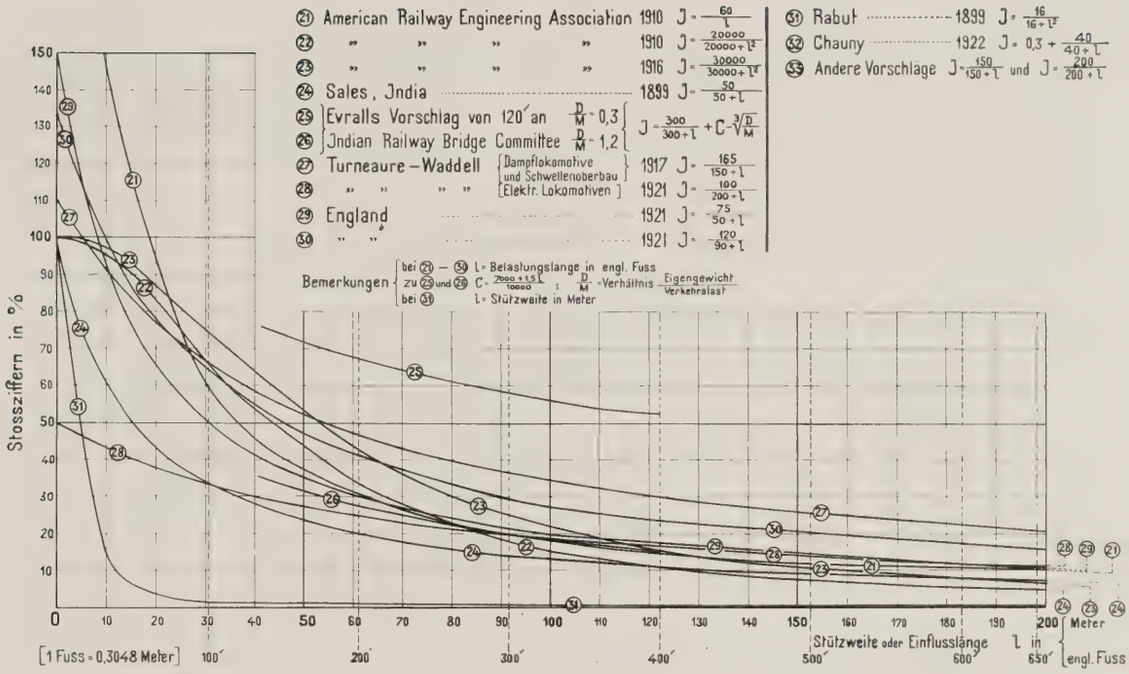



Abb. 11 Stoßzifferkurven, aus Versuchsergebnissen abgeleitet.

EIDGENÖSSISCHE MATERIALPRÜFUNGSANSTALT AN DER E. T. H. IN ZÜRICH

LABORATOIRE FÉDÉRAL D'ESSAI DES MATÉRIAUX ANNEXÉ A L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE ZURICH

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Der Bau von Brücken aus Holz in der Schweiz.

Von Dr. ing. *J. Brunner,* Luzern-Zürich.
Ingenieur bei der E. M. P. A.

Beilage
zum Diskussionsbericht Nr. 5 der E. M. P. A.:
**„S. I. A.-NORMEN FÜR HOLZBAUTEN"**
Zürich, September 1925

Brücke über den Rothbach bei Rothenburg (Kt. Luzern).
Erbaut 1712.

# Der Bau von Brücken aus Holz in der Schweiz.

Von Dr. ing. *J. Brunner*, Luzern-Zürich. Ingenieur bei der E. M. P. A.

Die Brücken auf Schweizergebiet waren im frühen Mittelalter, nachdem die Steinbogen aus der Römerzeit verschwunden waren, fast durchweg Holzkonstruktionen: *einfache oder durch Sattelhölzer und Kupplungen verstärkte Balkenlagen über Jochen;* Spreng- und Hängewerke wurden nur ausnahmsweise gebaut.

Technisch bedeutendere Bauten treffen wir indes schon um 1200 herum am ursprünglichen Gotthardstrassenzug. Dieser, erst durch den Bau von Brücken an schwierigen Stellen ermöglicht, wurde bald die wichtigste schweizerische Verkehrslinie, die kürzeste Verbindung von Basel nach Mailand, von den Rheinlandstädten nach Rom.

Der schwierigste, ausschlaggebende Bau war die sog. «stiebende Brücke» an der Reuss in der Schöllenenschlucht. Diese Brücke zog sich, in Ketten hängend, aussen um das Felsenmassiv herum, das jetzt von dem Urnerloch durchtunnelt wird. Die Ketten, an eisernen Haken befestigt, die in den Felsen getrieben waren, trugen hölzerne Balken (Abb. 2). Die Konstruktion blieb so 500 Jahre lang, bis zur Sprengung des Urnerloches (1708).

Die Brücke war, wie die gesamte Passanlage, für den Verkehr mit Saumtieren angelegt.

Im Zusammenhang mit der Eröffnung des Gotthardpasses stand der Bau der grossen Rheinbrücke in Basel, 1225. Sie wies bis zu ihrem Abbruche in neuester Zeit im wesentlichen dieselbe Konstruktion auf, die sie bei ihrer Entstehung erhalten hatte: Grosse gekuppelte Balken, auf Sattelhölzern aufliegend. Je nach den Gründungsverhältnissen hatte man Holzjoche oder Steinpfeiler bevorzugt (Abb. 1).

Die ursprüngliche Konstruktionsart, Balkenlagen auf Holzjochen und Steinpfeilern in ganz kurzen Abständen, zeigt ebenfalls noch die Kapellbrücke in Luzern, gebaut 1333. Interessant an ihr ist die Axenführung in mehrfach gebrochener Linie über den Fluss, bedingt durch weitgehende Rücksichtnahme auf bestehende Verhältnisse: Anlehnung an den vorhandenen Flussturm und vollständig schiefwinklige Lage der zwei zu verbindenden Stadtteile (Abb. 3 und 4). Luzern hatte am Schlusse des Mittelalters vier ähnlich gebaute Brücken und war damit eine der brückenreichsten Städte weit und breit (Abb. 5 und 6).

Drei dieser Brücken waren überdeckt und gehörten damit bereits dem Brückentypus an, der in den späteren Jahrhunderten in der Schweiz — im Gegensatz zu den umliegenden Ländern — vorherrschend wurde. Um 1350 waren auch schon die beiden Freiburgerbrücken, Pont de St-Jean und Pont du Milieu, überdacht, desgleichen die Brücke über die Goldach bei St. Gallen, die erste grosse Hängewerkbrücke (mit 30 m Spannweite), die wir auf Schweizergebiet kennen, gebaut 1468.

Von dieser Zeit ab *verbreitete sich nun allgemein und rasch die Anwendung der Spreng- und Hängewerke.* Als charakteristische Bauten treffen wir 1535 die Neubrücke bei Bern (Abb. 7 und 8), 1570 die Brücke über die Saane bei Gümmenen (Abb. 9 und 10), Hängewerke mit Streben ohne Spannriegel, mit Spannweiten bis 22 m. Auffallend sind schon hier, wie bei vielen spätern Bauten: die unverhältnismässig starken Vertikalen. Die Dachkonstruktionen waren die am besten ausgeführten Teile, die eben schon früher an Häusern ihre Durchbildung erfahren hatten.

Ueber Spreng- und Hängewerk aber weit hinausgehende Vorschläge treffen wir zur Zeit der Renaissance im Auslande, in Italien. Der grosse Ingenieur und Architekt Andrea *Palladio* (1518—1580) projektierte Brückenträger, die nicht mehr bloss durch Spreng- und Hängewerke verstärkte Balken waren, sondern *eigentliche Stabgebilde, Fachwerke mit einander gleichwertigen Gurtungen.*

Seine Fachwerke fanden jedoch keine allgemeine Nachahmung. Die Stabwerke mochten als unnötig kompliziert erscheinen, zu viele schwache Stellen in den Knotenpunkten aufweisen; die Zugverbindungen waren nicht bequem herzustellen und bei einem allfälligen Anfaulen des Holzes gefährlicher als Druckverbindungen. Doch griff man zu solchen Stabgebilden, wie wir später sehen, in Spezialfällen auch in der Schweiz.

*Das Spreng- und Hängewerk durch Zufügen von Gegenstreben in den Mittelfeldern fachwerkartig in Dreieckverband zu bringen, vermied man ebenfalls fast durchgehend.* (Eine der wenigen Ausnahmen macht die Pont de Berne in Freiburg, 1653 von den grossen Brückenbaumeistern Gebr. *Winter* konstruiert, Abb. 12, 13.) Man scheute, modern ausgedrückt, die grosse, statische Unbestimmtheit. Bei mehrfachen Spreng- und Hängewerken ist eine höhere statische Unbestimmtheit allerdings auch da, aber in ihren Folgen bedeutend ungefährlicher, da hier Veränderungen des Holzes usw., das Bauwerk weniger aus seinem statisch richtigen Verbande bringen können.

In der Detailausbildung machte man Fortschritte; so wurde auf leichte Auswechselbarkeit der Hölzer weitgehende Rücksicht genommen. Man ging auch über zum Bau von getrennten Grund- und Oberwasserjochen. Berühmt wurde die im Jahre 1657 vollendete Brücke über die Aare in Olten, bei der alle Hölzer, durch Keile und Schrauben gefügt, ganz unabhängig voneinander ausgewechselt werden konnten.

Kühne Montagen zeigen eine Kanderbrücke im Berner Oberland (Abb. 24) und die Brücke über die Saane bei Lessoc (Abb. 25). Den Schwierigkeiten wurde durch Volleinrüsten der Oeffnungen begegnet.

Den Brücken liessen die Baumeister oft eine ausgewählte architektonische Ausbildung zuteil werden. Beispiele, die von feiner künstlerischer Auffassung zeugen, bieten das Steinportal der Neubrücke bei Bern (Abb. 26) und das Holzportal der Brücke über die kleine Emme bei Luzern. Durch treffliche Holzschnitzereien wird hier der Brückeneingang hervorgehoben und einladend gestaltet. Dabei ordnet

sich der Schmuck durchaus organisch der Konstruktion ein (Abb. 27). Der Kopf der Brücke, die 120 Jahre dem Verkehr diente, steht heute beim Landesmuseum in Zürich.

Die Durchblicke durch die Brücken bieten oft ebenfalls hohen ästhetischen Reiz. Die Wirkung der zielsichern, einheitlich geschlossenen Konstruktion wird z. B. bei der Aarebrücke bei Wangen (Abb. 31) zu imposanter künstlerischer Grösse gesteigert.

Im Zeitraum von 1750—1800 erreichte der schweizerische Holzbrückenbau seinen Höhepunkt. Als bereits vom Ausland her die ersten eisernen Brücken sich ankündigten (1779), wurden in der Schweiz Bauten geschaffen, die einen europäischen Ruf genossen.

Zunächst wurde das *Spreng- und Hängewerk in seinen Dimensionen gewaltig gesteigert.*

Der grosse Brückenbaumeister Ulrich *Grubenmann* aus Teufen (1710—1783) schlug im Jahre 1757 eine Brücke über den Rhein in Schaffhausen mit Spannweiten bis 59 m (Abb. 32, 33); eine freie Spannweite von 119 m erreichte er bei der Brücke über die Limmat bei Wettingen, die in der Folge von keiner Holzbrücke der Erde mehr übertroffen worden sein dürfte (Abb. 34).

Eine Eigentümlichkeit trat bei der Schaffhauser Brücke noch hinzu: Neben den beiden, die zwei Oeffnungen überbauenden Hängewerken, war noch ein drittes ausgebildet, das über den Mittelpfeiler hinweg den ganzen Rhein überspannte (Abb. 33). Durch das dritte Hängewerk wollte man einen plötzlichen Einsturz verhindern, da man dem Mittelpfeiler, der von einer frühern weggeschwemmten Brücke einzig stehen geblieben war, misstraute. Es zeigt sich hier ein Konstruktionsgesichtspunkt, der durch die damalige — im Verhältnis zum Ueberbau — schwächere Pfeilerfundation bedingt war und noch heute in ausserordentlichen Fällen (z. B. Notbauten) zugunsten kontinuierlicher Träger ausschlaggebend werden kann.

Die Brücke bei Wettingen stellt die weitgehendste Ineinandersetzung von Spreng- und Hängewerken dar und leitete in ihrer Konstruktion zu den Holzgewölben über. (Die Brücke wurde 1799 durch Feuer zerstört, fand aber noch einmal Nachahmung, wenn auch mit reduzierter Spannweite, bei einem grossen Brückenbau in Galizien im Jahre 1808.)

Erreicht das Spreng- und Hängewerk, wie hier, eine gewisse Grösse, so ändert sich sein Charakter. Ursprünglich ein Stabzug, der einen Balken verstärkt, erhält jetzt die Kombination der vielfachen Strebenspannriegelzüge in sich selbst eine gewisse Steifigkeit. Es überwiegt zudem das in gleichbleibender Verteilung wirkende Eigengewicht, so dass die Rücksichtnahme auf das Bauwerk ungleichmässig beanspruchende Verkehrslasten zurücktreten kann. Es entstehen eigentliche *hölzerne Gewölbe.*

*Solche Konstruktionen werden nun auch durch Verwendung mechanisch gebogener Balken gebaut.* Die Idee fand wohl ein Vorbild in den steinernen Gewölben, doch war ihre Anwendung auf kleinere Brücken eben ungeeignet.

Mit der Reussbrücke zu Mellingen wird 1794 ein solcher 50 m weit gespannter Bogen verwirklicht. Die gekrümmten Balken werden hier mit versetzten Stössen in siebenfacher Lage übereinander gebracht und verdübelt (Abb. 35, 36, 37). Baumeister war *Jos. Ritter* aus Luzern (geb. 1745).

Eine statische Berechnung, abgesehen von der Aufstellung von Erfahrungsproportionen aus frühern Bauwerken, ging der Ausführung dieser Brücken nicht voran. Doch wissen wir, dass *Grubenmann* Modellversuche in grossem Massstabe durchführte.

Auch bei der Mellingerbrücke wurde eine eigentliche statische Berechnung nicht durchgeführt. Die damals ausgebildete französische Gewölbetheorie war wegen ihrem Zuschnitt auf den Steinbau ungeeignet. Die Tragkraft des Bogens wurde mit derjenigen eines gleichquerschnittigen, einfachen Balkens, den man berechnen gelernt hatte, verglichen, und als ein gewisses Mehrfaches angenommen.

Die Hauptbogen, nach modernen Theorien berechnet, tragen etwa die doppelte grösste Verkehrslast ($p = 500$ kg/m$^2$) in ungünstigster Stellung.

Grosse Holzbogen, in der Hauptsache dem *Ritterschen* Bogen nachgebildet, jedoch mit eigentümlichen Modifikationen, werden in der Folge mehrfach gebaut.

Bei der Rheinbrücke in Eglisau (1810) laufen über die Bogen, mit diesen verzahnt, die Spannriegel eines Hängewerkes; im Bogensegment entwickeln sich ebenfalls zwei Hängewerke (Abb. 49—52). Die Wirksamkeit dieser Sekundärkonstruktion ist jedoch bei ihrer kleinen Steifigkeit fraglich.

Die Bogen der Rabiusabrücke zu Versam (1828) setzen nicht wie gewohnt auf die Widerlager ab, sondern auf eine Art hölzerner Konsolen (Abb. 68). Es sollte so die Spannweite verringert werden, «da man den Bogen nicht weiter und höher machen wollte». Die alte und weitverbreitete Auslegerkonstruktion wird hier mit dem Bogen kombiniert.

Auslegerkonstruktionen kleiner und einfacher Art findet man vielfach schon früher, besonders im Wallis. Als Beispiel sei hier gegeben eine Rhonebrücke oberhalb Brig (Abb. 67).

Die Spannweite solcher Bogen wird mit der Brücke über die Emme bei Hasle (1839) auf 68 m gebracht (Abb. 80, 81). Mit der Rheinbrücke bei Ilanz (1851) und der Brücke über den Javroz (1854) werden nochmals 60 m erreicht (Abb. 88, 89; 97). Diese beiden letzteren Brücken zeigen bereits eine Kombination mit den sog. «amerikanischen Trägern», deren Entwicklung wir noch überblicken werden; durch dieses Brückensystem werden die Bogen in der Folge verdrängt.

Mehrere ungedeckte Sprengwerkbrücken wurden um 1800 besonders am Rhein gebaut, wohl unter dem Einflusse Deutschlands, das diese Brücken immer bevorzugte. So sehen wir die Brücke in Schaffhausen (1804), bei Stein a. Rh. (1804), bei Laufenburg (1815), letztere zur Hälfte gedeckt, zur Hälfte ungedeckt (Abb. 45, 46; 69, 70). Ein unter der Fahrbahn liegendes, offenes Sprengwerk erhielt auch die grösste Brücke der unter Napoleon I gebauten Simplonstrasse, die Ganterbachbrücke mit 20 m Spannweite (Abb. 43).

Die *Idee des Fachwerkes,* die im modernen Brückenbauwesen eine so durchschlagende Rolle spielt und die wir zur Zeit der Renaissance durch *Palladio* bewusst vertreten gesehen haben, finden wir wiederum 1767 bei einer Brücke über die Glatt in Oberglatt (Kt. Zürich) ausgeführt durch den bekannten Brückenbaumeister *Grubenmann* (Abb. 38, 39, 40). Die Tragkonstruktion besteht aus einem gelenkigen, sechsseitigen Stabpolygon — die Polygonstäbe an den Pfosten gestossen — versteift durch ein Fachwerk mit Druckstreben, Spannweite 28 m.

Aus Materialgründen wählte *Grubenmann* diese ungewöhnliche Bauart. Verhältnismässig kurze Balken, für den Polygonzug auch gekrümmte Stücke (die das Bild eines Bogens formten) konnten so verwendet werden. Den Schwierigkeiten der Zugverbindungen im Untergurt des Versteifungsfachwerkes begegnete man durch Holzlaschen mit eisernen Schrauben und horizontaler Abstützung der Druckstreben gegen die Widerlager.

Einen versteiften Stabbogen hat ferner noch eine kleine *Grubenmann*sche Brücke in Bruggen bei St. Gallen (1780). Die Versteifung fällt hier der verstärkten hölzernen Einschalung zu.

Interessanterweise sind nun solche Stabbogenbrücken die Vorläufer der sog. amerikanischen Brücken geworden. Sie wurden um 1800 herum als Ausgangstyp von Amerika übernommen. Diese Konstruktionen mit ihren leichten, kurzen Hölzern passten für die Brückenschläge in den schnell wechselnden Verhältnissen der rasch aufblühenden amerikanischen Kultur.

Die Stabbogen erfahren aber eine starke Umformung und kehren dann, so verändert, um 1850 auf den Kontinent zurück.

Durch den Bogenschub wurde die untere Gurtung der Versteifungskonstruktion vielfach schadhaft. Man bildete nun *das ursprünglich sekundäre Versteifungsfachwerk zur Hauptkonstruktion aus, reduzierte dagegen den Bogen und liess ihn schliesslich weg.*

Auf dieser Basis sehen wir nun verschiedene Brückenarten entstehen. Bei den nach Colonel *Long* benannten Brücken sind die Gurtungen des Fachwerkes aus nebeneinander liegenden, leichten Hölzern gebildet, dazwischen kommen mit Holznägeln befestigte Kreuzstreben und Pfosten. Die *Town*schen Lattenbrücken haben zwischen den Gurtungen als Füllungsglieder sich kreuzende Bretter; Hölzer alles gleicher Dimension, in grosser Zahl hergerichtet, konnten dazu verwendet werden.

Diese Konstruktionen stellen schliesslich «gespreizte Holzgurtungen», «auf die hohe Kante gestellte Balken» dar. In der weitern Entwicklung kommen die *Howe*schen Träger, wo die Diagonalen nicht mehr zugfest an die Gurtungen angeschlossen sind, sondern künstlich durch vertikale, eiserne Spannstangen an zwischengelegte Holzklötze angedrückt werden. Es geht hier die Klarheit der Idee des Stabwerkes verloren. *Culmann*, der grosse Theoretiker und Praktiker des Fachwerkes, sagt in seinem amerikanischen Reisebericht von 1851: «In der Theorie sind die *Howe*schen Träger eher Rückschritte als Fortschritte».

Als dann in den Fünfzigerjahren in der Schweiz das Eisenbahnwesen sich entwickelte und rasche, teilweise provisorische Brückenschläge für Strasse und Bahn verlangte, wurden die neuen amerikanischen Träger auch bei uns gebaut.

Wir sahen sie zuerst kombinierend angewandt bei den Holzbogenbrücken von Ilanz (1851, Abb. 88) und Charmey (1854, Abb. 97). Hierauf aber finden wir durchweg die reinen amerikanischen Konstruktionen, und zwar sowohl *Howe*sche wie *Town*sche Träger. Grosse, hölzerne Eisenbahnbrücken wurden 1856 bei Ragaz über den Rhein (Abb. 100, 101) und 1859 über die Rhone bei Massongex gebaut (Abb. 96).

Die grösste Spannweite wies die Strassenbrücke über den Vorderrhein bei Rusein mit 57 m auf (Abb. 98, 99); es folgten neben andern die *Howe*schen Brücken über die Zihl bei St. Johannsen (1862), über den Rhein bei Untervaz (1870), über den Rhein bei Haldenstein (1882), alle fast durchweg gleich konstruiert (Abb. 90; 108, 109; 112, 113).

*Town*sche Lattenbrücken (Abb. 92, 93; 104, 105; 111) treffen wir über die Engelberger-Aa (1855), über die Sihl bei Hütten (1859), über den Goldibach bei St. Gallen, über den Necker bei Amriswil, letztere mit einer ursprünglichen Spannweite von 40 m.

Dann treten auch diese neuesten Holzbrückensysteme vor den eisernen Brücken zurück, die zum Teil ihre Konstruktionsformen von jenen übernahmen (Gitterkonstruktionen, Schifkornbrücken).

Durch spezielle Verhältnisse bedingt (Aufgebot von Sappeurtruppen während der Grenzbesetzung) werden nochmals 1914—16 *Howe*sche Träger gebaut, so z. B. über die Birs bei Münchenstein (Abb. 121).

Holzkonstruktionen für Versteifungsträger, finden wir zur Zeit des Hängebrückenbaues, der mit der Zähringerbrücke in Freiburg (1832) seinen Höhepunkt erreicht hatte. Einen hölzernen Versteifungsträger hatte ursprünglich auch die Kettenbrücke in Aarau (1850) und eine der letzten Hängebrücken (1884), die Brücke über die Rhone bei Collombey (Abb. 116).

Die immer mehr und mehr verschwindenden alten Holzbrücken will die vorliegende Schrift im Bilde festhalten. Sie beabsichtigt aber auch, die Entwicklung darzulegen, die diese Bauwerke durchgemacht haben. Die wesentlichen konstruktiven Ideen, die unsere heutigen Brücken zeigen, ziehen sich schon durch ihre Geschichte hin; das Gegenwärtige stützt sich organisch auf das Frühere und erst der Einblick in die grossen Entwicklungslinien, Klarheit über das Vergangene, lässt uns das Neue voll erfassen.

Abb. 1. Brücke über den Rhein in Basel. Erbaut 1225.
Spannweite der grössten Oeffnung 15 m. Abgebrochen 1903.

Abb. 2. „Stiebende Brücke" an der Reuss in der Schöllenenschlucht (Gotthardstrasse, Kt. Uri). Erbaut ca. 1200.
Strasse geht seit 1708 durch das Urnerloch.

Abb. 3, 4. Kapellbrücke über die Reuss in Luzern. Erbaut 1333.
Spannweite der grössten Oeffnung 7 m.

Abb. 5. Spreuerbrücke über die Reuss in Luzern.
Erste Brücke erstellt 1407. Um 1800 umgebaut.

Abb. 6. Brücken über die Reuss in Luzern im 16. Jahrhundert.

Abb. 7, 8. Neubrücke über die Aare bei Bern. Erbaut 1535.
Spannweite der grössten Oeffnung 22 m.

Abb. 9, 10. Brücke über die Saane bei Gümmenen (Kt. Bern). Erbaut 1570.
Spannweite der grössten Oeffnung 17 m.

Abb. 11. Brücke über die Reuss bei Bremgarten (Kt. Aargau). Erbaut 1597.

Spannweite der grössten Oeffnung 17 m.

Abb. 12, 13. Pont de Berne à Fribourg. Construit en 1653.
Portée de la plus grande ouverture 23 m.

Abb. 14, 15. Brücke über die Sihl beim Steinbach (Kt. Schwyz). Erbaut 1680.
Spannweite 22 m.

Abb. 16. Pont sur la Singine à Guggersbach (Ct. Fribourg). Construit en 1787.
Portée 28 m.

Abb. 17. Brücke über die Aare in Aarberg (Kt. Bern). Erbaut 1786.
Spannweite der grössten Oeffnung 22 m.

Abb. 18. Brücke über die Lorze im Lorzentobel (Kt. Zug).
Spannweite 15 m.

Abb. 19. Brücke über die Kleine Emme bei Malters (Kt. Luzern). Erbaut ca. 1750.
Spannweite 35 m.

Fig. 20, 21, 22, 23. Brücken im Entlebuch (Kt. Luzern). Erbaut ca. 1700–1750.
Spannweiten 13–18 m.

Abb. 24. Brücke über die Kander (Berneroberland).

Abb. 25. Pont sur la Sarine à Lessoc (Ct. Fribourg). Construit en 1667.
Portée 14 m.

Abb. 26. Neubrücke über die Aare bei Bern. Brücke erbaut 1535.
Portal 1765.

Abb. 27. Brücke über die Kleine Emme bei Emmenbaum (Kt. Luzern). Erbaut 1785.

Abb. 28. Brücke über die Kleine Emme bei Emmenbaum (Kt. Luzern). Erbaut 1785.
Spannweite der grössten Oeffnung 22 m.

Abb. 29. Brücke über die Aare in Olten (Kt. Solothurn). Erbaut 1803.
Spannweite der grössten Oeffnung 19 m.

Abb. 30, 31. Brücke über die Aare in Wangen a. A. (Kt. Bern). Erbaut 1760.
Spannweite der grössten Oeffnung 20 m.

Abb. 32, 33. Brücke über den Rhein in Schaffhausen. Erbaut 1757.
Spannweite der grössten Oeffnung 59 m.

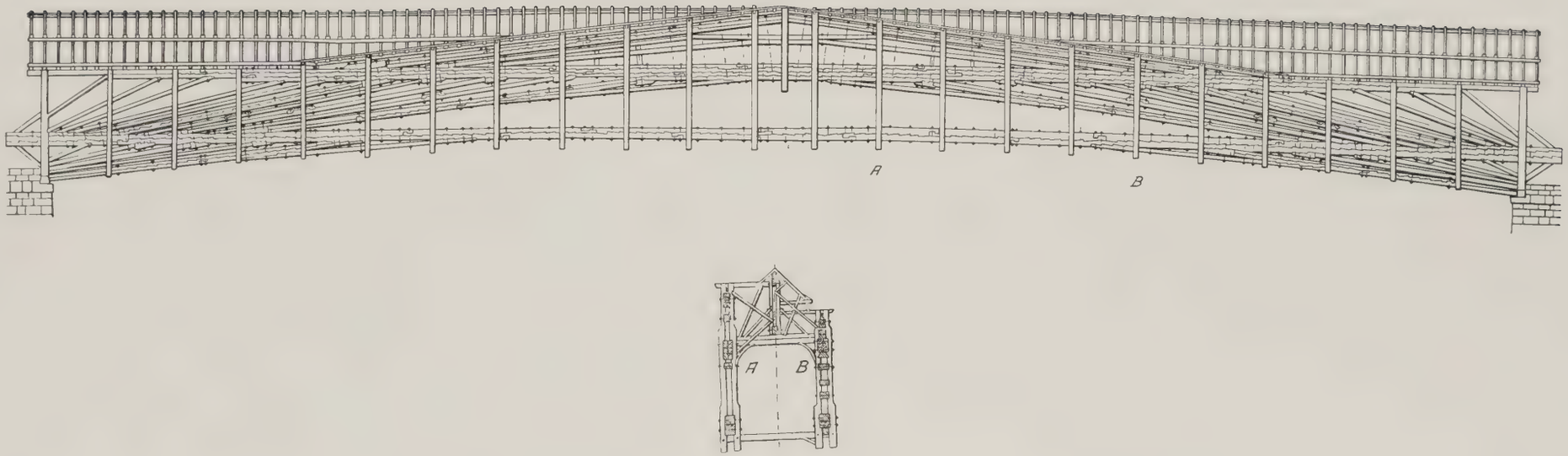



Abb. 34. Brücke über die Limmat bei Wettingen (Kt. Aargau). Erbaut 1778.

Spannweite 119 m. Abgebrannt 1799.

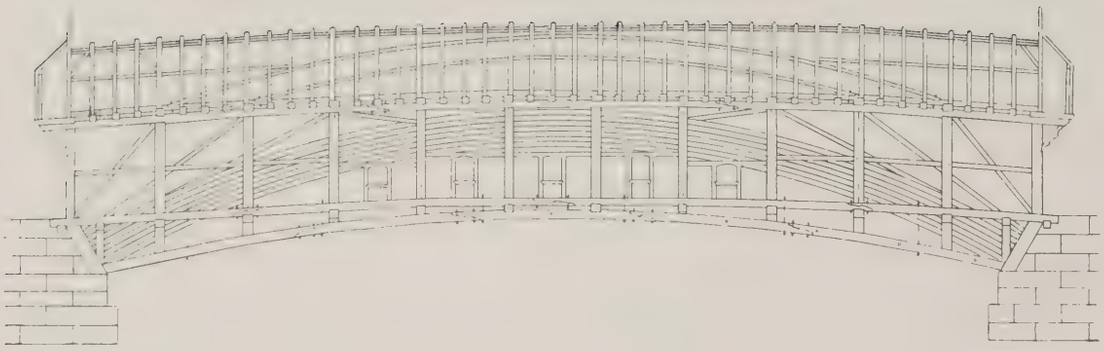


Abb. 35. Brücke über die Reuss bei Mellingen (Kt. Aargau). Erbaut 1794.
Spannweite 50 m.

Abb. 36. Brücke über die Reuss bei Mellingen (Kt. Aargau). Erbaut 1794.
Spannweite 50 m. (Pfeiler später eingebaut.)

Abb. 37. Unterer Mühlesteg über den Limmatarm in Zürich. Erbaut 1689.
Spannweite 18 m.

Abb. 38, 39. Brücke über die Glatt bei Oberglatt (Kt. Zürich). Erbaut 1767.
Spannweite 28 m.

Abb. 40. Brücke über die Glatt bei Oberglatt (Kt. Zürich). Erbaut 1767.
Spannweite 28 m.

Abb. 41, 42. Brücke über den Rhein bei Stein-Säckingen. Erbaut 1658.
Spannweite der grössten Oeffnung 32 m.

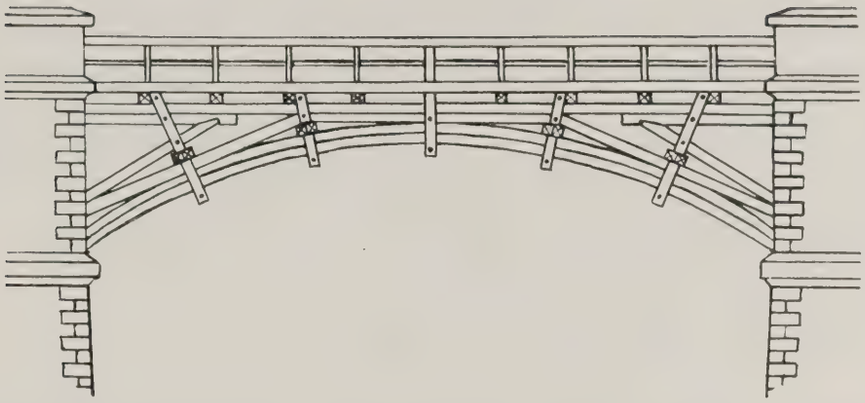


Abb. 43. Brücke über den Ganterbach unterhalb Berisal (Simplonstrasse, Kt. Wallis). Erbaut 1804.
Spannweite 20 m.

Abb. 44. Spreuerbrücke über die Reuss in Luzern. Neuerer Teil, erbaut ca. 1800.
Spannweite 26 m.

Abb. 45. Brücke über den Rhein in Stein a. Rh. (Kt. Schaffhausen). Erbaut 1804.
Spannweite der grössten Oeffnung 15 m.

Abb. 46. Brücke über den Rhein in Schaffhausen. Erbaut 1804.
Spannweite der grössten Oeffnung 9 m.

Abb. 47, 48. Brücke über die Reuss bei Windisch (Kt. Aargau). Erbaut ca. 1800.
Spannweite der grössten Oeffnung 24 m.

Abb. 49, 50. Brücke über den Rhein in Eglisau (Kt. Zürich). Erbaut 1810.
Spannweite 2 × 45 m.

Abb. 51, 52. Brücke über den Rhein in Eglisau. Erbaut 1810.

Abb. 53 ,54. Brücke über den Rhein bei Diessenhofen (Kt. Thurgau). Erbaut 1815.
Spannweite der grössten Oeffnung 18 m.

Abb. 55, 56. Brücke über die Biber (Kt. Schwyz). Erbaut 1808.
Spannweite 10 m.

Abb. 57, 58. Brücke über die Limmat bei Wettingen (Kt. Aargau). Erbaut ca. 1800.
Spannweite 38 m.

Abb. 59. Brücke über den Renggbach, oberhalb Kriens (Kt. Luzern). Erbaut 1791.
Spannweite 22 m.

Abb. 60. Le pont „qui branle" sur la Sarine à Epagny (Ct. Fribourg). Construit en 1806.
Portée 31 m

Abb. 61, 62. Brücke über den Rhein bei Rheinau (Kt. Zürich). Erbaut ca. 1820.
Spannweite der grössten Oeffnung 20 m.

Abb. 63, 64. Brücke über die Reuss bei Sins (Kt. Aargau und Kt. Zug). Erbaut ca. 1850.
Spannweite der grössten Oeffnung 30 m.

Abb. 65, 66. Brücke über die Glatt in Glattbrugg (Kt. Zürich). Erbaut 1828.
Spannweite 22 m.

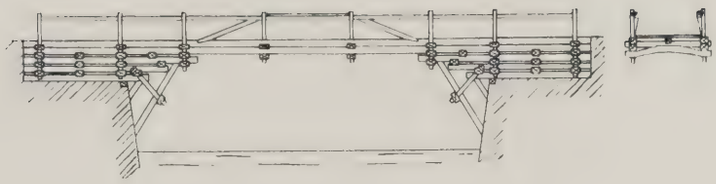


Abb. 67. Brücke über die Rhone oberhalb Brig (Kt. Wallis). Erbaut ca. 1805.
Spannweite 15 m.

Abb. 68. Brücke über die Rabiusa bei Versam (Kt. Graubünden). Erbaut 1828.
Spannweite 56 m.

Abb. 69, 70. Brücke über den Rhein in Laufenburg (Kt. Aargau). Erbaut 1815.
Hinten hölzerner Lehrbogen für die neue Betonbrücke. 1911.

Abb. 71, 72. Brücke über die Glatt bei Wallisellen (Kt. Zürich). Erbaut 1810.
Spannweite 18 m.

Abb. 73. Pont sur le Rhône à Viège (Ct. Valais). Construit en 1828
Portée 23 m

Abb. 74. Brücke über die Julia bei Mühlen (Kt. Graubünden). Erbaut 1836.
Spannweite 22 m.

Abb. 75. Brücke über den Aabach bei Neuhaus-Eschenbach (St. Gallen). Erbaut 1830.
Spannweite 40 m.

Abb. 76, 77, 78, 79. Brücken im Kanton Schwyz (Klingentobel, Schindellegi, Höhport, Wyhlen). Erbaut 1800 bis 1860.
Spannweiten 14—31 m.

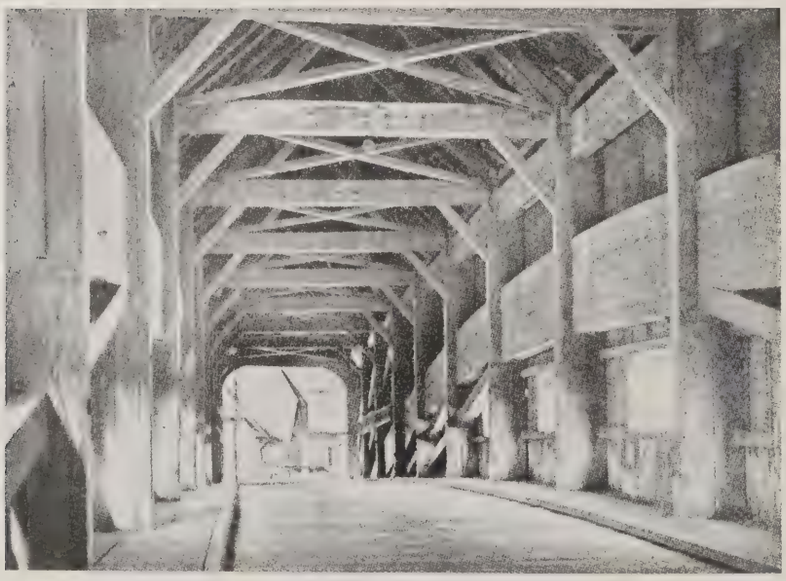


Abb. 80, 81. Brücke über die Emme bei Hasle (Kt. Bern). Erbaut 1839.
Spannweite 68 m.

Abb. 82, 83. Pont de Chessel à la Porte du Scex (Ct. Vaud). Construit en 1840
Portée 21 m

Abb. 84. Brücke über die Thur bei Bürglen (Kt. Thurgau). Erbaut 1836.
Spannweite der grössten Oeffnung 20 m.

Abb. 85. Brücke über die Sihl bei Untersyten (Kt. Schwyz). Erbaut 1848.
Spannweite 24 m.

Abb. 86, 87. Brücke über die Sihl bei Sihlbrugg, (Kt. Zürich und Kt. Zug). Erbaut 1849.
Spannweite 33 m.

Abb. 88, 89. Brücke über den Rhein bei Ilanz (Kt. Graubünden). Erbaut 1851.
Spannweite 65 m.

Abb. 90. Brücke über die Sihl bei Adliswil (Kt. Zürich). Erbaut 1851.
Spannweite 41 m.

Abb. 91. Brücke über die Reuss bei Gisikon (Kt. Luzern). Erbaut 1854.
Spannweite der grössten Oeffnung 19 m.

Abb. 92. Brücke über die Engelberger Aa bei Wil (HKt. Nidwalden). Erbaut ca. 1855.
Spannweite 21 m.

Abb. 93. Brücke über den Goldibach, Strasse St. Gallen-Appenzell. Erbaut ca. 1860.
Spannweite 20 m.

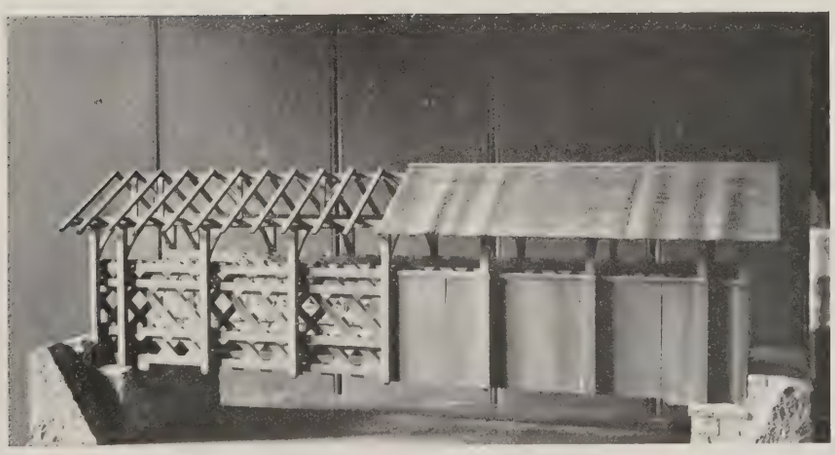


Abb. 94, 95. Brücke über die Engelberger Aa bei Buochs (HKt. Nidwalden). Erbaut ca. 1855.
Spannweite 21 m.

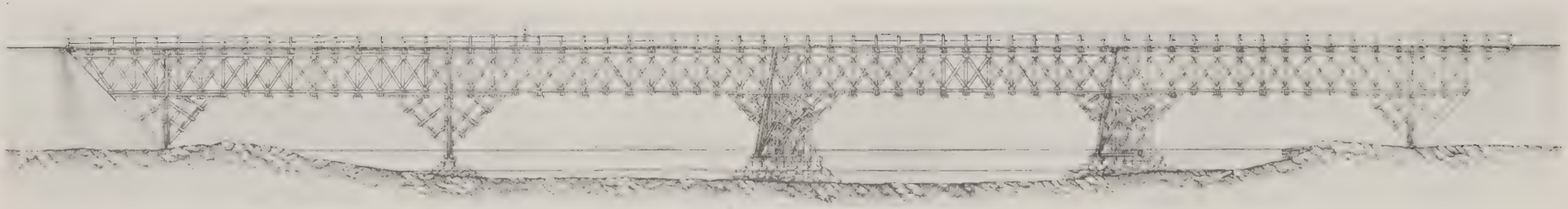


Abb. 96. Pont-rail sur le Rhône à Massongex (Ct. Vaud et Ct. Valais) Construit en 1859
Portée de la plus grande ouverture 30 m



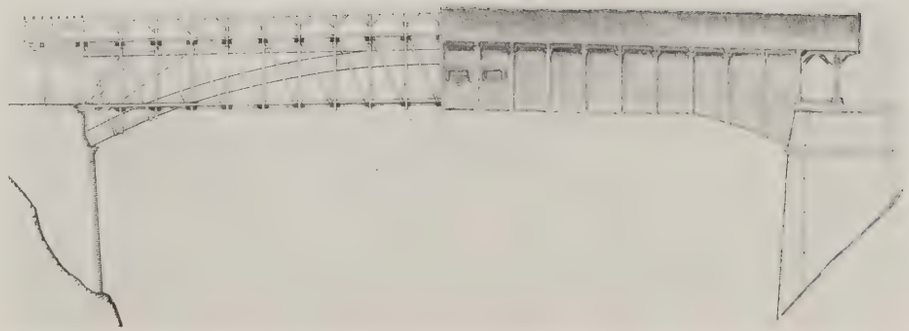


Abb. 97. Pont sur le Javroz, Route de Charmey à Bulle (Ct. Fribourg) Construit en 1854
Portée 60 m

Abb. 98, 99. Brücke über den Vorderrhein bei Rusein (Kt. Graubünden). Erbaut 1857.
Spannweite 57 m.

Abb. 100. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ragaz (Kt. St. Gallen und Kt. Graubünden). Erbaut 1856.
Spannweite der grössten Oeffnung 24 m.

Abb. 101. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ragaz (Kt. St. Gallen und Kt. Graubünden). Erbaut 1856.
Spannweite der grössten Oeffnung 24 m.

Abb. 102. Pont sur le Rhône à Peney (Ct. Genève) Construit en 1854
Portée de la plus grande ouverture 22,30 m

Abb. 103. Pont sur le Rhône à la Plaine (Ct. Genève) Construit en 1858
Portée de la plus grande ouverture 53 m

Abb. 104, 105. Brücke über die Sihl bei Finstersee, Hütten (Kt. Zürich und Kt. Zug). Erbaut 1859.
Spannweite der grössern Oeffnung 20 m.

Abb. 106. Brücke über die Linth bei Netstal (Kt. Glarus). Erbaut 1860.
Spannweite der grössten Oeffnung 10 m.

Abb. 107. Brücke über die Linth (Escherkanal) bei Mollis (Kt. Glarus). Erbaut 1860.
Spannweite der grössten Oeffnung 15 m.

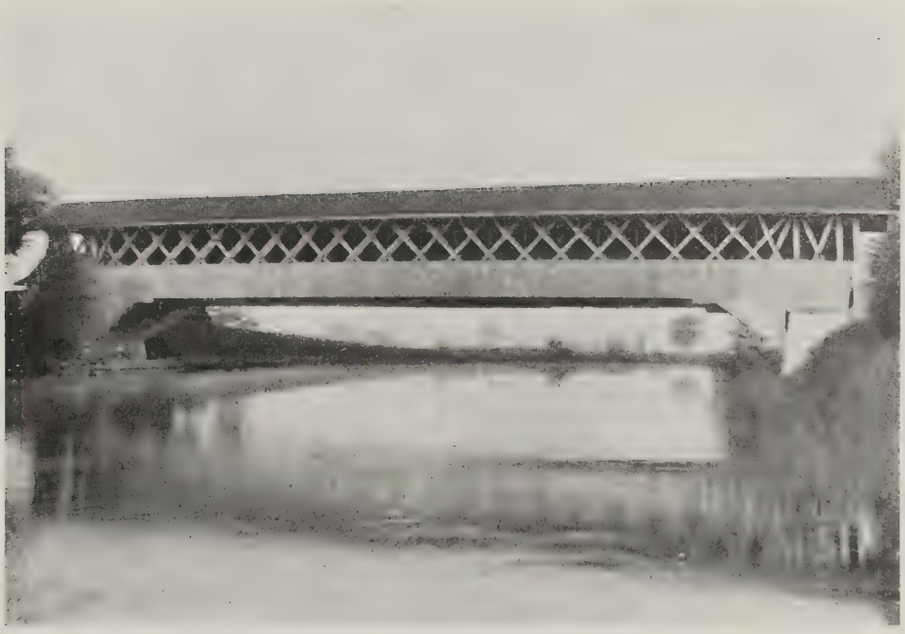


Abb. 108, 109. Brücke über die Zihl, St. Johannsen (Kt. Bern und Kt. Neuenburg). Erbaut 1862.
Spannweite 47 m.

Abb. 110. Brücke über den Inn bei Schuls (Kt. Graubünden). Erbaut 1878.
Spannweite 39 m.

Abb. 111. Brücke über den Necker bei Anzenwil (Kt. St. Gallen). Erbaut 1863.
Ursprüngliche Spannweite ohne Mitteljoch und Sprengwerk 40 m.

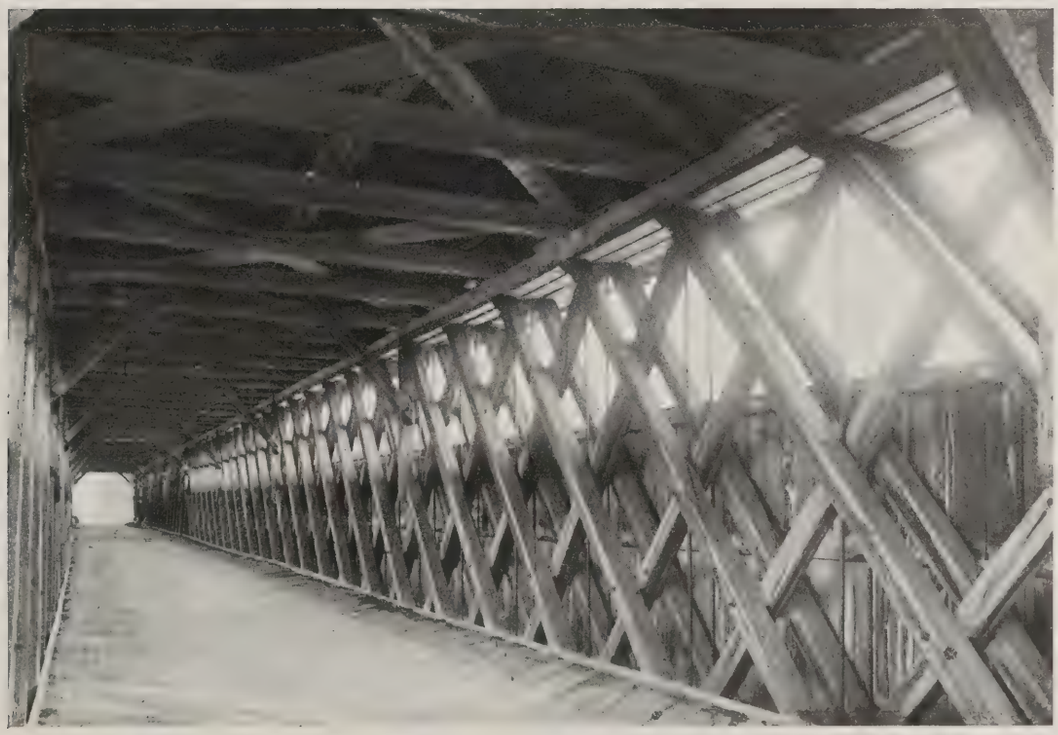


Abb. 112, 113. Brücke über den Rhein bei Untervaz (Kt. Graubünden). Erbaut 1870.
Spannweite der grössten Oeffnung 23 m.

Abb. 114. Brücke über die Rhone bei St. German, Raron (Kt. Wallis).
Spannweite der grössten Oeffnung ca. 10 m.

Abb. 115. Pont sur le canal de la Thièlle entre Le Landeron et Cerlier (Ct. Neuchâtel) Construit en 1869
Portée de la plus grande ouverture 10 m

Abb. 116. Pont sur le Rhône à Collombey (Ct. Vaud) Construit en 1884
Porteé 64 m

Abb. 117. Brücke über die Limmat bei Turgi (Kt. Aargau). Erbaut 1921.
Spannweite der grössten Oeffnung 18 m.

Abb. 118, 119. Notsteg über den Rhein in Rheinfelden. Erbaut 1912.
Spannweite der grössten Oeffnung 30 m.

Abb. 120. Transportsteg über den Inn bei Brail (Kt. Graubünden). Erbaut 1910.
Spannweite 168 m.

Abb. 121. Brücke über die Birs bei Münchenstein (Kt. Baselland). Erbaut 1915.
Spannweite der grössten Oeffnung 24 m.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Versuche mit Holzverbindungen für den Gerüstturm des Sitterviaduktes der Bodensee-Toggenburg-Bahn.

Ausgeführt im Jahre 1908 von F. Ackermann,

Oberingenieur der A.-G. Theodor Bell & Cie.,

Kriens.

Sitterbrücke der Bodensee-Toggenburg-Bahn

Gerüstturm und Eisenkonstruktion: *A.-G. Maschinenfabrik von Theodor Bell & Co.*, Kriens-Luzern

Ausführung des Gerüstturmes: *R. Coray*, Chur.

# Versuche mit Holzverbindungen für den Gerüstturm des Sitterviaduktes der Bodensee-Toggenburg-Bahn.

Ausgeführt im Jahre 1908 von *F. Ackermann*,
Oberingenieur der A.-G. Theodor Bell & Cie., Kriens.

## I. Beschreibung des Gerüstturmes.

Für die Montierung der 120 m weitgespannten Eisenkonstruktion der **Sitterbrücke**[1]) (Abb. 1) wurde in Brückenmitte ein Gerüstturm erstellt, von dem aus die Brückenkonstruktion beiderseits vorgebaut wurde.

Dieser Gerüstturm (Abb. 2, 3) besteht aus einem 74,8 m hohen Schafte mit einem 10,15 m hohen beiderseitig konsolartig auskragenden Kopfstücke, auf dem die eiserne Brücke während der Montierung gelagert wurde. Ueber dem Kopfstücke ist die 12,2 m hohe Oberrüstung mit der Kranbahn für einen eisernen Hub- und Montagekran aufgebaut, so dass die Gesamthöhe der Holzkonstruktion 97,15 m beträgt.

Der Turmschaft ist in Geschosse von 6,0 m Höhe eingeteilt. Er besteht im oberen Teile aus 5, im unteren Teile aus 6 Querwänden. Zur möglichst direkten Uebertragung der Windkräfte auf die Fundamente und zur Entlastung der Diagonalverstrebungen sind die Pfosten dieser Querwände schräg gestellt, d. h. sie laufen nach oben paarweise in einem Punkte zusammen. Die Querwände sind in der Brückenlängsachse oben durch vier, unten durch sechs sorgfältig verstrebte Längswände verbunden.

Das Kopfstück des Turmes (Abb. 4, 5 und 6) wird von 13 gut verstrebten Querwänden und 8 Längswänden gebildet.

Die Oberrüstung besitzt 15 Querwände und 4 Längswände. Kräftige, solid angeordnete Horizontalverstrebungen besorgen in den Ebenen XV, XIV, XIII, XI und VI (Abb. 2), die Kräfteverteilung bei einseitiger Windbelastung und Torsionsbeanspruchung.

Die Hauptpfosten des Turmschaftes sind aus je vier Vierkanthölzern 28/28, 26/26 und 25/25 mit einem gegenseitigen Abstande von 12 cm gebildet. Die horizontalen Zangen bestehen aus drei Hölzern, von denen das mittlere vom Querschnitte 18 × 24 in die Pfosten eingeschnitten ist. Die Diagonalen sind entweder zwischen die Holzpfosten doppelschnittig eingeschraubt oder sie bestehen aus zwei drucksicher vergitterten Hölzern, die aussen auf die Pfosten geschraubt sind. Eine Beanspruchung des Gerüstholzes quer zur Faserrichtung wurde möglichst vermieden; wo dies nicht möglich war, wie bei der Auflagerung der Oberrüstung auf den Turmkopf (Abb. 5), wurde durch Zwischenlage von ⊏-Eisen der Druck auf eine grössere Fläche verteilt. Auch bei den Pfostenstössen sind zur besseren Verteilung der Druckkräfte 4 mm dicke Eisenplatten zwischen die Stossfugen eingelegt worden. Die Verschraubung der Holzverbindungen erfolgte durch Schraubenbolzen mit beiderseitigen Muttern und grossen viereckigen Unterlagsscheiben, 100 × 100 × 10 mm für Schrauben von 25 mm Durchmesser und 80 × 80 × 10 mm für solche von 22 mm Durchmesser. Sämtliche Schrauben wurden äusserst fest angezogen und während der Montierung der Eisenkonstruktion von Zeit zu Zeit wieder nachgezogen, so dass die Kräfte in den Diagonalverbindungen durch die Reibung der verbundenen Teile übertragen werden konnten, wodurch die Nachgiebigkeit der einzelnen Verbindungen, sowie die Seitenschwankungen des ganzen Turmes bei Windbelastung verhältnismässig klein ausfallen mussten.

Die Hauptpfosten des Gerüstturmes sind vermittels gusseiserner Unterlagsplatten auf kräftigen Betonkörpern abgestützt, die etwa 1,5 bis 2 m unterhalb des Flussbettes auf Felsen aufruhen und mit diesen durch 32 mm dicke Rundanker verbunden sind (Abb. 7 u. 8).

Mit Rücksicht auf den auf den Brückenobergurten hin- und herlaufenden Auslegerkran wurde die in einer Steigung von 16‰ liegende Eisenkonstruktion horizontal montiert. Um nun die Brücke nach ihrer Montierung bequem in ihre geneigte Lage zu bringen und sie bei allfälligen ungleichmässigen Senkungen des Turmes jederzeit wieder in die richtige Lage einstellen zu können, wurde sie auf dem Turme auf vier Sandtöpfen von 18,0 m Längen- und 5,0 m Breitenabstand gelagert und zwar 60 cm höher, als es die theoretische Höhe erfordert hätte, damit man bei allfälligen Massdifferenzen oder Senkungen des Gerüstturmes nicht in den Fall komme, die Brücke vor der endgültigen Auflagerung heben zu müssen, sondern dass sie einzig durch Senken der Sandtöpfe, welche einen nutzbaren Hub von 1,0 m besassen, auf die Lager gesetzt werden konnte.

Die gusseisernen Sandtöpfe (Abb. 9) hatten einen lichten Durchmesser von 680 mm und waren 1,0 m hoch mit trockenem Quarzsand, der aus dem verbrauchten Sande eines Sandstrahlgebläses entnommen war, angefüllt. Im Boden des Gusszylinders befand sich eine 80 mm weite Auslauföffnung, welche durch einen Blechschieber abgeschlossen wurde.

Für den Gerüstturm und die Hängegerüste wurden etwa 1410 m³ Gerüstholz und etwa 2100 m² Dielen verwendet. Ausser den Unterlagsplatten, Stosslaschen und Verankerungseisen waren etwa 42 t Gerüstschrauben mit etwa 16 t viereckigen Unterlagsscheiben erforderlich.

## II. Versuche.

### A. Belastungsversuche mit Holzverbindungen.

Um einerseits die Kosten dieses Montageturmes innerhalb normaler Grenzen zu halten, andererseits jedoch die Gewähr zu haben, dass die gewählte Holzkonstruktion absolute Sicherheit gegen Einsturz biete, da ein solcher vor oder während der Montierung schon mit Rücksicht auf die unmittelbare Nähe der Maschinenhausanlagen des Elektrizitätswerkes Kubel von unabsehbaren direkten und indirekten Folgen gewesen wäre,

war ein sorgfältiges Studium der Berechnung und Konstruktion des gesamten Bauwerkes eine erste Bedingung.

Es war nicht nur erforderlich, dass die Kräftewirkung und Materialinanspruchnahme für alle Belastungsmöglichkeiten in jedem Bauteile zahlenmässig ermittelt wurden, der Konstrukteur musste auch darüber klar sein, welche Tragkraft jede der angewandten Holzverbindungen in Wirklichkeit besitzt. Da ferner die Seitenschwankungen dieses hohen Holzturmes innerhalb gewisser Grenzen bleiben mussten, damit die Montierung der Eisenkonstruktion sicher und ohne Gefahr ausgeführt werden konnte, war es weiter nötig, dass man sich auch über die mutmassliche Grösse dieser Schwankungen Rechenschaft gab, wozu die Kenntnis der Formänderung nicht nur der einzelnen Stäbe, sondern besonders auch der Holzverbindungen nötig war.

In der dürftigen Literatur über Holzkonstruktionen war über das Verhalten, die Formänderung und die Tragkraft der hier zur Anwendung kommenden Holzverbindungen nichts zuverlässiges zu finden. Um hierüber sichere Anhaltspunkte zu erhalten, entschloss sich daher die Firma *Th. Bell & Cie.* von den wichtigsten in Frage kommenden Holzverbindungen Modelle in Naturgrösse anzufertigen und mit diesen auf einer hydraulischen Presse in ihren Werkstätten Belastungsversuche vorzunehmen.

Um der Wirklichkeit möglichst entsprechende Resultate zu erhalten, wurden dem Zimmermann für die Ausführung der Probemodelle keine strengeren Vorschriften gemacht, als sie für Gerüstbauten allgemein üblich sind.

Zu den Versuchskörpern verwendete man gesundes, an den Vorbergen des Pilatus gewachsenes Rottannenholz, das etwa ein Jahr vor der Benutzung, im Winter gefällt worden war.

## 1. Anschlüsse der Zangen an Pfosten.

### a) Glatter Anschluss (Abb. 10).

**Zahlenwerte der Belastung.**

| Ablesung | Belastung $P$ in kg | Zangen $\sigma_d$ kg/cm² | Verschiebung mm | *Bemerkungen* |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 700 | 2,5 | 2 | |
| 2 | 1400 | 5,1 | 25 | |
| 3 | 7000 | 25,5 | 28 | Knistern und Krachen; der Reibungswiderstand ist überwunden. |
| 4 | 8400 | 30,4 | 30 | |
| 5 | 9800 | 35,5 | 40 | |
| 6 | 10500 | 38 | 52 | Traggrenze ist erreicht. |

Bei einer Belastung von 700 kg wird die Reibung überwunden, unter stetem Krachen erreicht die Verschiebung bei 1400 kg Belastung 25 mm. Nun entsteht ein gewisser Gleichgewichtszustand, indem durch den Zug der durchgebogenen Schraube die Zangen sich fest an den Pfosten anpressen, wodurch der Reibungswiderstand sich vergrössert. Bis zu einer Belastung von 7000 kg verschiebt sich die Verbindung nur noch einige mm. Hierauf beginnt das Nachgeben plötzlich zu wachsen, da nun die Druckfestigkeit des Holzes unter den Unterlagsscheiben überschritten wird. Bei einer Belastung von 10,5 t ist die Tragkraft der Verbindung erschöpft, indem die Verschiebung fortschreitend zunimmt, ohne dass die Belastung erhöht wird. Siehe Abb. 11 und das Schaubild Abb. 12.

Diese Zangenverbindung eignet sich für die Uebertragung grosser Kräfte nur für Konstruktionen, wo es auf eine grössere Verschiebung nicht ankommt. (Einmalige bleibende Verschiebung bei ständiger Belastung.)

### b) Zangen eingeschnitten. (Abb. 13).

**Zahlenwerte der Belastung.**

| Ablesung | Belastung $P$ in kg | Zangen $\sigma_d$ kg/cm² | Verschiebung mm | *Bemerkungen* |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 5000 | 18,1 | 3 1/2 | Beginn des Krachens; der Reibungswiderstand ist überwunden. |
| 2 | 7000 | 25,5 | 10 | |
| 3 | 10000 | 36 | 22 | Absplittern des Pfostens. |
| 4 | 14000 | 50 | 50 | Traggrenze erreicht. |

Eine messbare Verschiebung der eingeschnittenen Zangen beginnt erst bei einer Belastung von 5000 kg, d. h. nachdem die Traggrenze der Fläche a.—a. des Pfostens erreicht ist, hierauf wächst die Verschiebung rasch und schon bei 10 t Belastung splittert der Pfosten bei „a" ab. Nun trägt nur noch die Schraubenverbindung, welche bei 14 t Belastung ihre Traggrenze erreicht. Die Tragkraft und Grösse der Verschiebung ist also wesentlich von der Grösse des Zangeneinschnittes und der Querfestigkeit des Pfostenholzes an den Stellen „a" abhängig (Schaubild Abb. 14).

### c) Zangenanschluss mit keilförmiger Zwischenlage. (Abb. 15.)

Diese Anordnung soll eine Erhöhung des Reibungswiderstandes der verbundenen Teile bei beginnender Verschiebung bezwecken.

**Zahlenwerte der Belastung.**

| Ablesung | Belastung $P$ in kg | Zangen $\sigma_d$ kg/cm² | Verschiebung mm | *Bemerkungen* |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 10500 | 38 | 1 | Beginn des Knisterns. |
| 2 | 14000 | 51 | 8 | Die Querfestigkeit des Holzes unter den Unterlagsscheiben ist erschöpft. |
| 3 | 17600 | 64 | 50 | |
| 4 | 20000 | 72 | $\infty$ | Fortschreitende Verschiebung. |

Bis zu 10,5 t Belastung ist keine wesentliche Verschiebung zu beobachten, da der Keil die Reibung bei wachsender Belastung erhöht. Nun beginnen sich die Unterlagsscheiben, namentlich diejenigen der Keilschraube „b", in das Zangenholz einzupressen und es wächst die Verschiebung immer rascher, bis bei 20 t Belastung die Traggrenze der Verbindung erreicht wird (Schaubild Abb. 16). Wie beim glatten Zangenanschluss ist auch hier die Grösse der Tragkraft und Verschiebung wesentlich von der Grösse der Unterlagsscheiben abhängig.

### d) Zangenanschlüsse an zusammengesetzte Pfostenquerschnitte.

#### *a*) Zangenverbindung mit Längskeilen (Abb. 17).

*1. Belastung bei herausgenommenen Keilen.*

Bei 17 t Belastung ($\sigma_d = 39$ kg/cm²) wird die Reibung der fest angezogenen Schraubenverbindung überwunden und es tritt eine Verschiebung der Zangen um 4 mm ein. (Der Belastungsversuch wird eingestellt, da derselbe Versuchskörper noch mit Keilen untersucht werden soll.)

*2. Belastung bei Anordnung von Längskeilen.*

**Zahlenwerte der Belastung.**

| Ablesung | Belastung $P$ in kg | Zangen $\sigma_d$ kg/cm² | Verschiebung mm | *Bemerkungen* |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 13800 | 32 | 0,5 | Reibungswiderstand wird überwunden. |
| 2 | 17300 | 40 | 0,75 | |
| 3 | 20700 | 48 | 3 | |
| 4 | 24200 | 56 | 4,5 | |
| 5 | 27600 | 64 | 6,5 | |
| 6 | 31200 | 72 | 8,5 | Keile drehen sich. |
| 7 | 34600 | 80 | 11,5 | Traggrenze ist erreicht. |

Infolge des Drehmomentes, das bei der Uebertragung der Kräfte durch Keile auftritt, beginnen sich die Keile nach der Ueberwindung des Reibungswiderstandes zu drehen, was durch den geringen Widerstand des sie umgebenden Flachholzes nicht wesentlich verhindert werden kann. Der Einfluss der Keile auf die Formänderung und Tragfähigkeit dieser Verbindung ist daher nur gering (Schaubild Abb. 18.)

*β)* **Zangenanschluss mit Querkeilen** (Abb. 19).

**Zahlenwerte der Belastung.**

| Ablesung | Belastung $P$ in kg | Zangen $\sigma_d$ kg/cm² | Verschiebung mm | *Bemerkungen* |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 3450 | 7,1 | 0 | |
| 2 | 6900 | 14,2 | 0 | |
| 3 | 10400 | 21,5 | 0,5 | |
| 4 | 13800 | 28,4 | 1 | Beginn des Krachens. |
| 5 | 17300 | 35,5 | 1,5 | |
| 6 | 20700 | 42,5 | 2 | |
| 7 | 24200 | 50 | 2,5 | |
| 8 | 27600 | 57 | 3,5 | |
| 9 | 34500 | 71 | 4,5 | |
| 10 | 41500 | 85 | 6 | Keile biegen aus. |
| 11 | 48500 | 100 | 7,5 | |
| 12 | 55000 | 113 | 9 | |
| 13 | 62000 | 128 | 12,5 | Keil reisst auf Biegung. |
| 14 | 69000 | 142 | 25 | Traggrenze erreicht. |

Auch bei dieser Verbindung kann die Verschiebung nach Ueberwindung des Reibungswiderstandes nicht wesentlich vermindert werden, da die Keile sich bald ausbiegen (Schaubild Abb. 20).

## 2. Schiefer Pfostenabschluss mit Keil.

(Abb. 21).

Resultate der Belastungsprobe.

Bei einer Belastung des schiefen Pfostens von 10,4 t oder 16 kg/cm² springt der Hartholzkeil entzwei[2]) und der Pfosten verschiebt sich in seiner Längsachse um 22 mm. Wird angenommen, dass der Keil die ganze Kraft $P$ allein zu übertragen hatte, so betrug die Scherfestigkeit des Keiles nur

$$\frac{10400}{25 \times 35} = 12 \text{ kg/cm}^2.$$

Nun ist der Keil für die weitere Belastung wirkungslos und es widersteht nur noch die 5 cm breite Stirnfläche des Pfosteneinschnittes im Längsbalken.

Bei 27,6 t Belastung des Pfostens beträgt seine Verschiebung weitere 18 mm und bei 34,5 t oder 55 kg/cm² bereits 26 mm, worauf die Scherfläche des Balkens, wie Abb. 21 andeutet, trotz den zwei Schrauben aufspringt. Die Scherfestigkeit der abgetrennten Fläche war demnach

$$\frac{30000}{1680} = \text{rund } 18 \text{ kg/cm}^2,$$

wenn angenommen wird, dass die abgescherte Fläche den ganzen Horizontalschub des schiefen Pfostens aufzunehmen hatte, die Schrauben also wirkungslos waren.

## 3. Scherfestigkeit der Zangenenden.

**a) Druckkörper Flachholz** (Pfosten) (Abb. 22).

**Zahlenwerte der Belastung.**

| Ablesung | Belastung $P$ in kg | $\sigma_d$* der Fläche $a-a$ kg/cm² | Verschiebung mm | *Bemerkungen* |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 6920 | 34,6 | 2 | |
| 2 | 10400 | 52 | 3½ | |
| 3 | 13800 | 69 | 4½ | |
| 4 | 17300 | 86 | 9 | Flachholz des Pfostens reisst. |
| 5 | 21500 | 108 | 21 | Traggrenze der Pfostenkanten $a-a$ ist erreicht. |

(Siehe Schaubild der Verschiebung Abb. 23.)

*) $\sigma_d$ unter der Voraussetzung, dass die Schraube keine Kraft übertrage!

Wegen der geringen Querfestigkeit des Pfostenholzes ist es nicht möglich, die Zangenenden durch den Druck des Pfostens abzuscheren. Vielfach wird bei der Berechnung solcher Zangenköpfe nur die Scherfestigkeit der Zangenenden untersucht, während die weitaus ungünstigere Beanspruchung der Pfostenkanten a-a vernachlässigt wird.

**b) Druckkörper Stirnholz** (Abb. 24).

Bei diesem Versuch soll versucht werden, die Zangenenden durch den Druck einer Stirnholzfläche abzuscheren.

Resultate der Belastung.

Bei der Belastung von 32,5 t wird plötzlich in der Mitte eines Zangenkopfes ein 5 cm breiter Pfropfen weggeschert und 1 cm verschoben. Eine nähere Untersuchung ergibt, dass zwischen dem Druckkörper und dem Zangenkopfe zufällig zwei härtere Holzstellen zusammentrafen, so dass die Druckverteilung auf die Scherflächen eine sehr ungleichmässige war. Diese Erscheinung lässt den Wert von Eiseneinlagen zwischen zwei gedruckten Holzflächen zum Zwecke einer gleichmässigen Kräfteverteilung deutlich erkennen. Um ein gleichmässiges Abscheren beider Zangenköpfe zu erreichen, wird ein weiterer Versuch mit eisernem Druckkörper durchgeführt.

**c) Druckkörper Eisen** (Abb. 25).

Resultate der Belastung.

Scherfläche für beide Zangenköpfe $F_s = 2 \times 20 \times 50 = 2000$ cm².

Bei einer Belastung $P = 41{,}5$ t oder 20,75 kg/cm² der Scherfläche hört man in den Scherflächen ein leises Knistern. Bei 52 t Belastung schert vorerst die Fläche $a-a$ und nach einer halben Minute, ohne dass der Druck der hydraulischen Presse erhöht wird, auch die Fläche $b-b$ ab. Wird angenommen, dass beide Scher-

flächen gleichmässig an der Kräfteübertragung teilnahmen, so ergibt sich eine Scherfestigkeit von

$$\frac{52000}{2000} = 26 \text{ kg/cm}^2.$$

### 4. Zangenstoss (Abb. 26).

**Zahlenwerte des Versuches mit dem Zangenstoss.**

| Ablesung | Belastung $P$ in kg | Zangen $\sigma_d$ kg/cm² | Verschiebung mm | *Bemerkungen* |
|---|---|---|---|---|
| | Stoss ohne Keile. | | | |
| 1 | 5200 | 24 | | |
| 2 | 6920 | 32 | — | Beginn der Verschiebung. |
| 3 | 10400 | 48 | 1 | |
| 4 | 12400 | 57,5 | 2 | Fortschreitende Bewegung. |
| | Stoss mit Keilen. | | | |
| 1 | 10400 | 48 | 0,5 | Krachen. |
| 2 | 17300 | 80 | 1½ | Keile beginnen sich zu drehen. |
| 3 | 20700 | 95 | 3 | 3–4 mm Keillücken. |
| 4 | 24000 | 111 | 10 | Keile bieten keinen Widerstand mehr. |

(Siehe Schaubild Abb. 27.)

Infolge des Drehmomentes $P' \cdot a$, das bei der Uebertragung der Kräfte $P$ durch die Keile auftritt, drehen sich die Keile, sobald der Reibungswiderstand der Schraubenverbindung überwunden ist, und es vermag die geringe Querfestigkeit des Zangen- und Stossholzes dieser Drehung keinen wesentlichen Widerstand zu leisten.

### 5. Knickversuch mit einer Strebenkreuzung. (Abb. 28).

Strebe 180/120, $F = 216$ cm², $l = 300$ cm, $i = 3{,}46$ cm $\frac{l}{i} = 86{,}5$, $\sigma_K$ Bruch nach Tetmajer für den ungestossenen Stab = 125 kg/cm². Der Bruch trat bei $\sigma_K =$ 128 kg/cm² ein, dabei blieb die Stossverbindung intakt, sie war also stärker als die Strebe. Die sich kreuzenden Streben waren an der Kreuzungsstelle auf die halbe Höhe überschnitten. Die Verschwächung wurde auf einer Seite durch ein Holz $180 \times 100$, auf der andern durch ein Flacheisen $80 \times 10$ gestossen.

**Zahlenwerte des Knickversuches Abb. 28.**

| Ablesung | Belastung $P$ in kg | $\sigma_K$ kg/cm² | $\triangle l$ mm | Querbiegung mm | *Bemerkungen* |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3450 | 16 | 1 | 3 | |
| 2 | 6920 | 32 | 4,5 | 7 | |
| 3 | 10400 | 48 | 4,5 | 10 | |
| 4 | 13800 | 64 | 6,5 | 14 | |
| 5 | 17300 | 80 | 8,5 | 18 | |
| 6 | 20800 | 96 | 10,5 | 22 | |
| 7 | 24200 | 112 | 11,5 | 27 | |
| 8 | 27600 | 128 | 15,5 | 37 – 42 – 65 | Allmähliches Ausknicken. |

(Siehe Abb. 29.)

Nach der Eulerschen Knickformel berechnet sich der Elastizitätsmodul $E$ aus diesem Knickversuch:

$$E = \frac{{}^{\max}\sigma_K \cdot \left(\frac{l}{i}\right)^2}{\pi^2} = 97{,}5 \text{ t/cm}^2.$$

### 6. Druckversuche mit einem Pfosten von 28/28 cm.

a) **Druckrichtung parallel zur Faser** (Abb. 30 und 31).

| Ablesung | Belastung in Tonnen | $\sigma_d$ kg/cm² | Längenänderung $\triangle l$ mm | *Bemerkungen* |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 6,92 | 9 | 3 | |
| 2 | 13,8 | 18 | 4 | |
| 3 | 27,6 | 36 | 6 | |
| 4 | 34,6 | 45 | 7 | |
| 5 | 52,0 | 67,5 | 9 | |
| 6 | 69,2 | 90 | 10 | |
| 7 | 104,0 | 135 | 13 | Leises Knistern in Holzpfosten. |
| 8 | 138,0 | 180 | 16 | |

Der Versuch wird wegen Undichtwerden einer Verpackung abgebrochen.

b) **Druckrichtung quer zur Faserrichtung.** (Abb. 31.)

Die Traggrenze wird bei ${}^{\max}\sigma_d = 55$ kg/cm² durch Zerbersten des Tannenholzpfostens erreicht.

**Zusammenfassung der Versuchsresultate.**

Die Ergebnisse dieser Belastungsproben lassen sich in folgenden Sätzen zusammenfassen:

**1. Die Formänderung bzw. Nachgiebigkeit von Holzverbindungen, welche durch Schrauben zusammengehalten sind, ist, sobald der Reibungswiderstand überwunden wird, sehr gross, da die Schrauben nicht wie bei Eisenkonstruktionen vorwiegend auf Abscheren, sondern wegen ihrer grossen Länge und des geringen Lochleibungswiderstandes des Holzes auf Biegung beansprucht werden. Erst wenn die Schrauben eine gewisse Verbiegung erlangt haben und eine grössere Verschiebung eingetreten ist, tritt im Nachgeben ein Beharrungszustand und ein Wachsen der Tragkraft ein, da dann infolge des Horizontalzuges der verbogenen Schrauben die verbundenen Hölzer vermittels der Unterlagsscheiben fester aneinander gepresst werden und der Reibungswiderstand vergrössert wird. Sobald jedoch die Druckfestigkeit des Holzes unter den Unterlagsscheiben erreicht ist, nimmt die Verschiebung wieder rasch zu und es ist nun auch die Tragkraft der Verbindung erschöpft.**

Holzverbindungen, die nicht vorwiegend ruhender Belastung, sondern stark veränderlicher Belastung ausgesetzt sind und bei denen es zudem auf eine geringe Formänderung ankommt, sollten daher innerhalb ihres Reibungswiderstandes beansprucht werden müssen. Wo grössere veränderliche Kräfte mit geringen Formänderungen zu überleiten sind, wird die Anordnung der Holzkonstruktion zweckmässig so gewählt, dass die Kräfte in der Hauptsache von durchlaufenden Stäben direkt auf die Stützpunkte der Konstruktion geleitet werden. Siehe die Schrägpfosten der in der Hauptwindrichtung liegenden Querwände des Gerüstturmes, Abb. 2, welche die Windkräfte auf die Fundamente übertragen, ohne dass die Diagonalkreuze und deren Verbindungen mit den Pfosten grössere Kräfte aufzunehmen haben. Eine solche Anordnung garantiert verhältnismässig geringe Formänderungen und daher auch kleine Seitenschwankungen.

**2. Die geringe Druckfestigkeit des Holzes quer zur Faserrichtung, welche nur etwa $^1/_6$ bis $^1/_7$ der Druckfestigkeit parallel zur Faserrichtung beträgt, hat auf das Verhalten, die Tragkraft, Formänderung und somit auch auf die Berechnung und Dimensionierung von Holzverbindungen einen grossen Einfluss.**

**3. Wegen den sehr veränderlichen und ungleichmässigen Festigkeitsverhältnissen und Formänderungen des Holzes ist das gleichmässige Zusammenarbeiten, wie es bei Eisenkonstruktionen vorausgesetzt wird, bei komplizierten Holzverbindungen eine sehr unsichere und unzuverlässige Sache. Es haben daher alle Künsteleien, die eine Erhöhung der Tragkraft von Holzverbindungen bezwecken sollen, vielfach nur einen zweifelhaften Wert.**

### B. Belastungsversuch mit einem Sandtopfe.

Um sich über die Grösse der Zusammendrückung des belasteten Sandes, sowie über die Art des Ausfliessens des Sandes zu orientieren, da hierüber in der Literatur nichts zu finden war, wurde ein gefüllter Sandtopf vor dessen Montierung auf einer hydraulischen Presse einer Probebelastung bis zu 256 t Druck unterzogen. Im Schaubild Abb. 33 sind die Zusammendrückungen des Sandes für die verschiedenen Belastungen graphisch dargestellt. Bei der Belastung von 256 t oder 70 kg/cm² Sandquerschnittfläche betrug die Zusammendrückung des Sandes auf 1,0 m Sandhöhe 65 mm. Nach Entlastung des Druckzylinders war sie nur noch 61 mm, sie stieg jedoch bei nochmaliger Belastung wiederum auf 65 mm, so dass sich eine elastische Zusammendrückung des Sandes auf 4 mm feststellen liess.

Das Ausfliessen des so belasteten Sandes vollzog sich langsam und gleichmässig. Die inneren Wandungen des Sandtopfes und der Druckzylinder waren abgedreht und vor der Verwendung gegen Einrosten gut eingefettet worden. Auf dem Gerüstturme wurde der Sand durch Bleiblechabdichtungen, welche über die Druckzylinder gelegt waren und durch reichliche Fettabdichtungen gegen Eindringen von Feuchtigkeit geschützt.

Die Kenntnis der Zusammendrückung des Sandes für die verschiedenen Belastungen erwies sich beim Montieren der Brücke sehr wertvoll.

## III. Berechnung des Gerüstturmes.

Für die Konstruktion und Dimensionierung des erforderlichen Gerüstturmes war in erster Linie die Windbelastung massgebend, deren Einfluss auf die Inanspruchnahme des Turmes wesentlich ungünstiger ist, als die vertikale Belastung.

Der statischen Berechnung des Gerüstturmes wurde ausser seinem Eigengewichte, das für die Festigkeitsberechnungen mit 1374 t (spezif. Gewicht des Holzes = 0,9 kg) für die Stabilitätsberechnungen jedoch mit 954 t (spezif. Gewicht des Holzes = 0,6 kg) eingeführt wurde, das Gewicht der fertig montierten Eisenkonstruktion von 920 t und der Montageeinrichtungen von 220 t, sowie ein Winddruck von 150 kg pro m² wirksame Ansichtsfläche zugrunde gelegt. Der gesamte quer zur Brückenachse wirkende Winddruck auf Montageeinrichtungen, Brücke und Gerüstturm beträgt etwa 403 t, der in der Längsachse der Brücke wirkende etwa 226 t.

Beim belasteten, wie beim unbelasteten Gerüstturme treten in den Hauptpfosten des Turmschaftes keine Zugkräfte auf. Zur Vergrösserung der Kippsicherheit, sowie zum Schutze gegen Umsturz bei aussergewöhnlichen Vorkommnissen, wie Unterkolken der Fundamente bei Hochwasser, wurde der Turm mit den Fundamenten der Brückenpfeiler durch acht 31 mm dicke Drahtseile, welche mit einer künstlichen Zugspannung von zusammen 100 t über den Turmkopf gespannt sind, solid verankert (Abb. 34).

Wegen der im Verhältnis zur Formänderung des Turmes grossen Längenänderung der Drahtseile ist ihre Kräfteaufnahme bei Winddruck nur gering, sie wurde auch bei der Berechnung des Turmes vernachlässigt.

Auf die eingehend durchgeführten Festigkeits- und Stabilitätsberechnungen kann hier nicht näher eingetreten werden.

Als grösste zulässige Inanspruchnahme wurde festgesetzt:

| | | |
|---|---|---|
| Für Gerüstholz:[3]) | Druck parallel zur Faser | 80 kg/cm² |
| | Druck quer zur Faser | 12 kg/cm² |
| | Schub parallel zur Faser | 10 kg/cm² |
| Druck auf die Betonfundamente | | 25 kg/cm² |
| Druck auf den Baugrund (Fels) | | 5 kg/cm² |

Die berechnete Kippsicherheit des Turmes ist bei einem Winddrucke von 150 kg pro m² wirksamer Ansichtsfläche unter Vernachlässigung der Verankerung der Fundamente mit dem Baugrunde:

bei Wind quer zur Brückenachse und unbelastetem Turme 1,58fach,

bei Wind quer zur Brückenachse und vollbelastetem Turme 1,55fach,

bei Wind in der Brückenachse und unbelastetem Turme 1,88 fach,

bei Wind in der Brückenachse und vollbelastetem Turme 2,85fach.

Die wirksame Ansichtsfläche des Gerüstturmes berechnete sich zu zweidrittel der Umrissfläche der hintereinander stehenden Wände.

Der hölzerne Gerüstturm zeigte während allen Montage-Arbeiten eine ausserordentlich grosse Steifigkeit und Widerstandskraft. Seitliche Schwankungen waren kaum bemerkbar. Eine Regulierung der Brückenlage durch die Sandtöpfe infolge ungleichmässiger oder einseitiger Senkung der Holzkonstruktion war nicht notwendig, da ungleichmässige Senkungen nicht eintraten. Die gleichmässige Senkung des Gerüstturmes unter der Belastung durch die Eisenkonstruktion und die Montageeinrichtungen von zusammen ca. 1000 t betrug in der Höhe der Sandtöpfe gemessen, 45 mm. Nach der Entlastung des Turmes durch die Brücke hob sich derselbe wieder 6 mm. Der Turm hatte auch einige harte Belastungsproben durchzumachen, die er alle gut überstanden hat. So die Novemberstürme des Jahres 1909, bei denen in der Schweiz Windstärken vorkamen, wie sie schon seit Jahrzehnten nicht mehr beobachtet wurden und wo der Wind in der grossen Höhe des Turmes eine gewaltige Heftigkeit erreichte; dann die Hochwasser und einen Eisgang im Jahre 1910 und schliesslich die aussergewöhnliche Hochwasserkatastrophe, welche am 14. und 15. Juni 1910 die ganze Zentral- und Ostschweiz traf.

### Anmerkungen:

[1]) Siehe „Schweiz. Bauzeitung" Bd. LVI, No. 16, 1910 und „Der „Eisenbau", No. 11, 1910.

[2]) Der Keil wurde jedenfalls vom Zimmermann zu fest eingetrieben und dadurch bereits vor der Belastung auf Schub beansprucht; mit solchen Anfangsspannungen muss jedoch in der Praxis auch gerechnet werden.

[3]) Mit Rücksicht darauf, dass das Holz bereits für das Montierungsgerüst der Gmündertobelbrücke bei Teufen (Schweiz. Bauzeitung vom 13. und 20. Februar 1909) verwendet worden war.

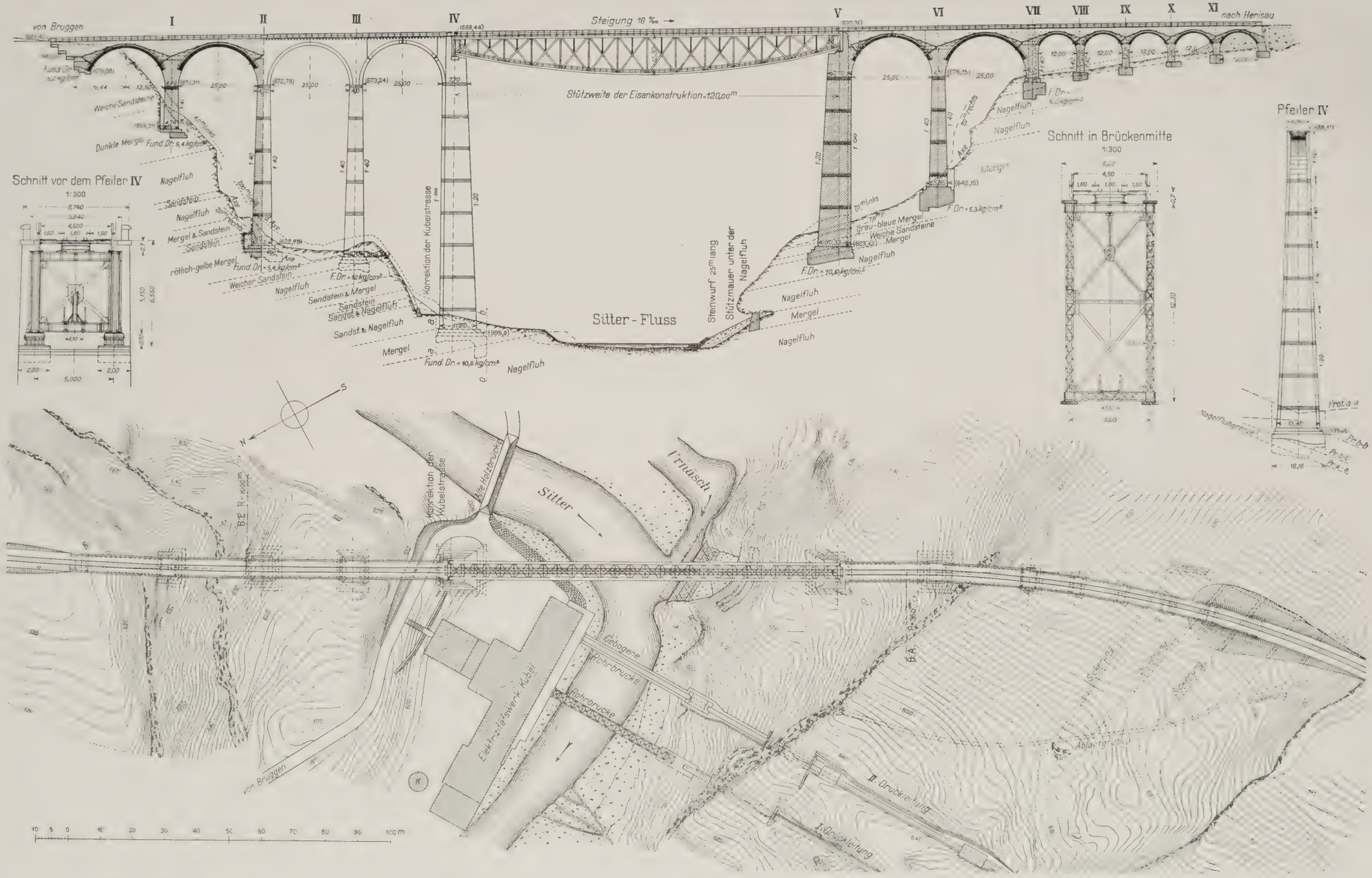



Abb. 1. Lageplan, Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt zwischen Pfeiler III und IV, Masstab 1 : 1500. – Querschnitte vor Pfeiler IV und in der Brückenmitte, Masstab 1 : 300.

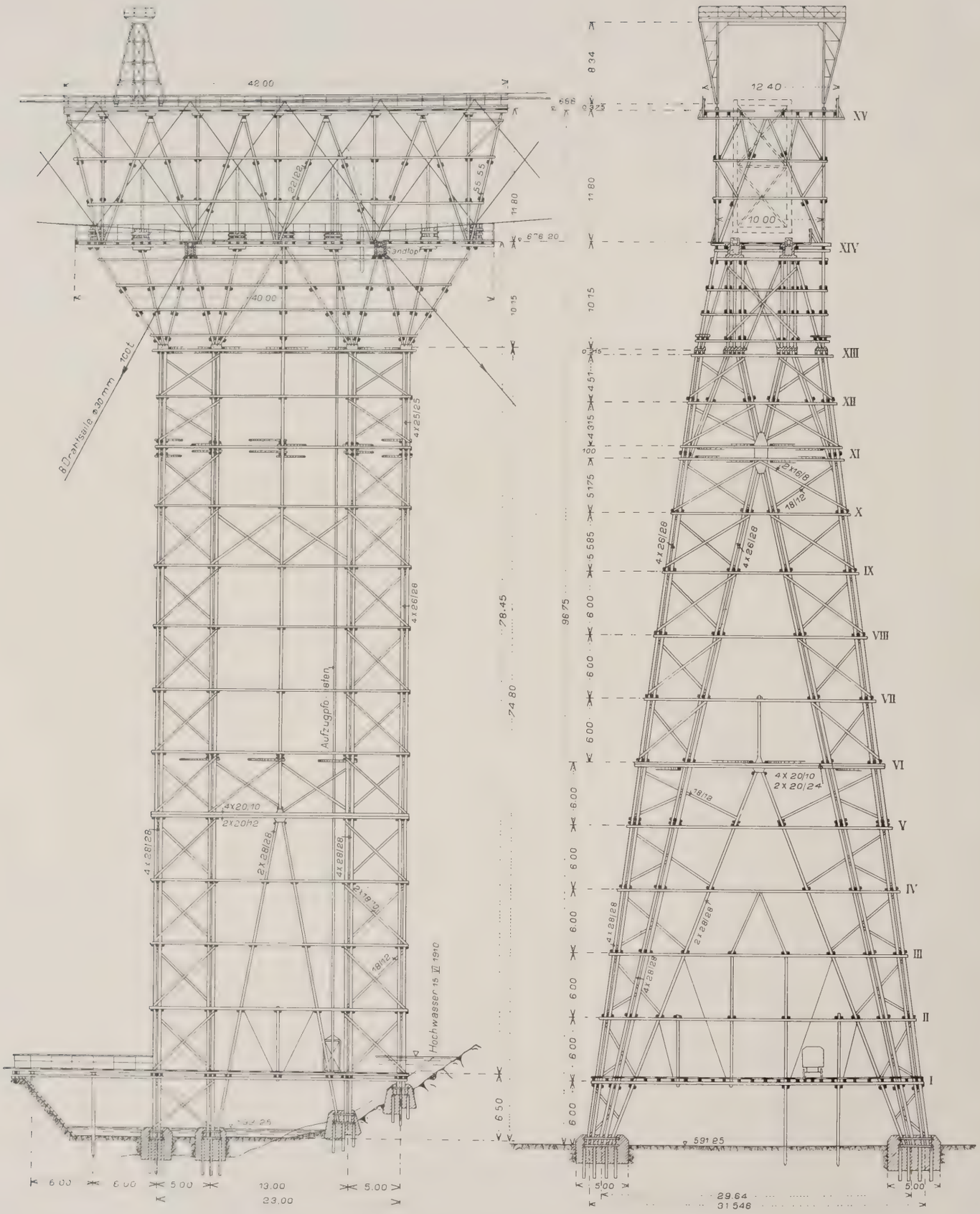



Abb. 2. Gerüstturm zur Montierung der Eisenkonstruktion.
Ansicht senkrecht und parallel zur Bahnaxe.

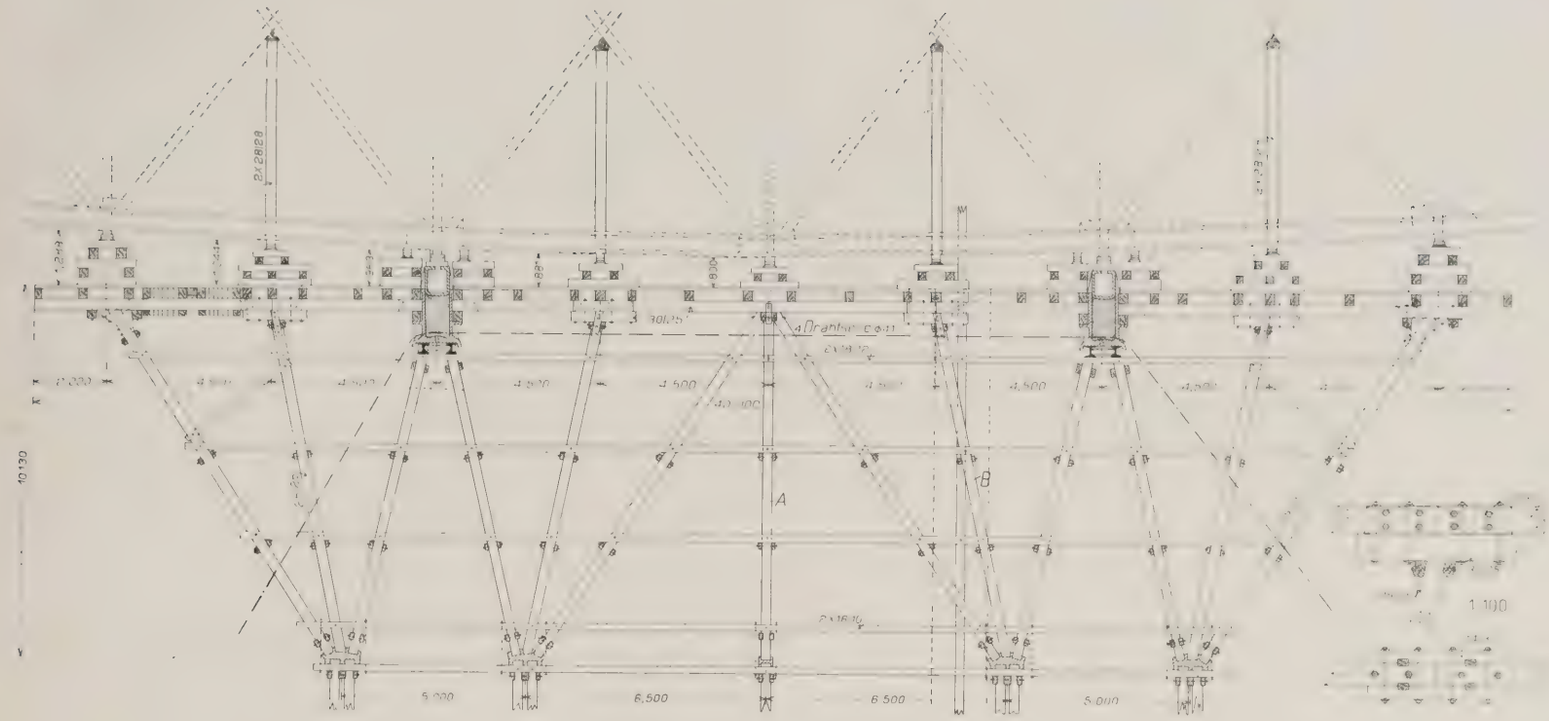



Abb. 4. Kopfstück des Gerüstturmes.
Längsschnitt 1:200. Einzelheiten 1:100.

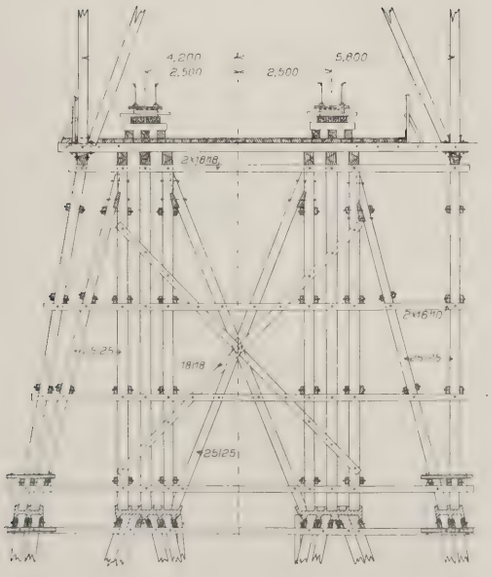



Abb. 5. Querwand A des Kopfstückes auf dem Gerüstturm. 1:200.

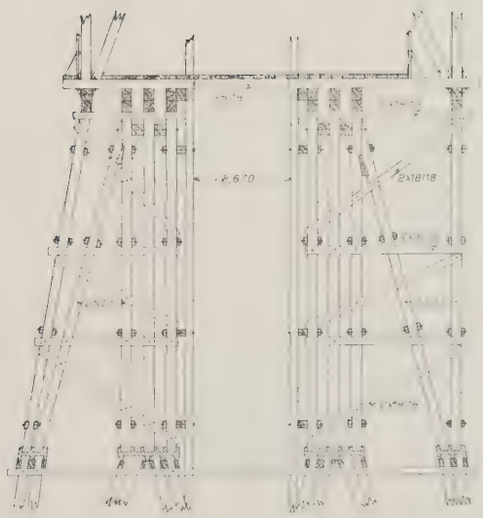



Abb. 6. Querwand B des Kopfstückes auf dem Gerüstturm. 1:200.

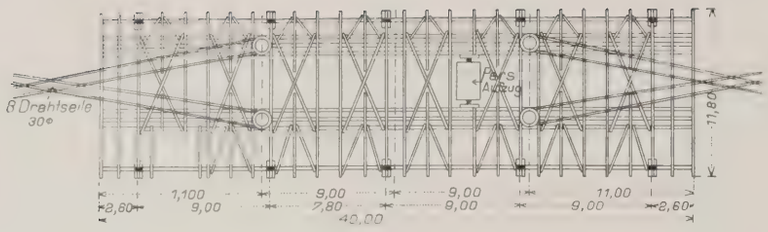



Abb. 3. Horizontalschnitt in Höhe der Sandtöpfe. Ebene XIV.
1:500

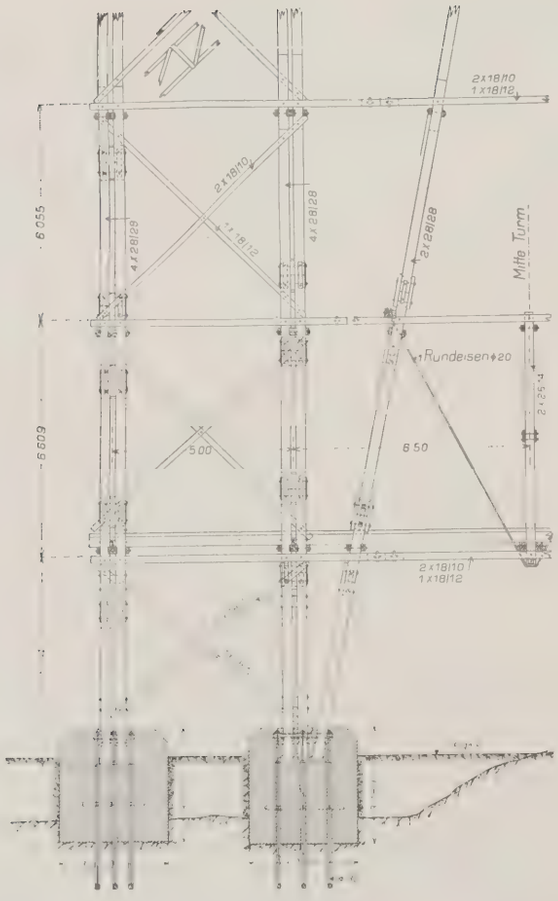



Abb. 7. Gerüstfuss mit Teilansicht einer Längswand.
1:200.

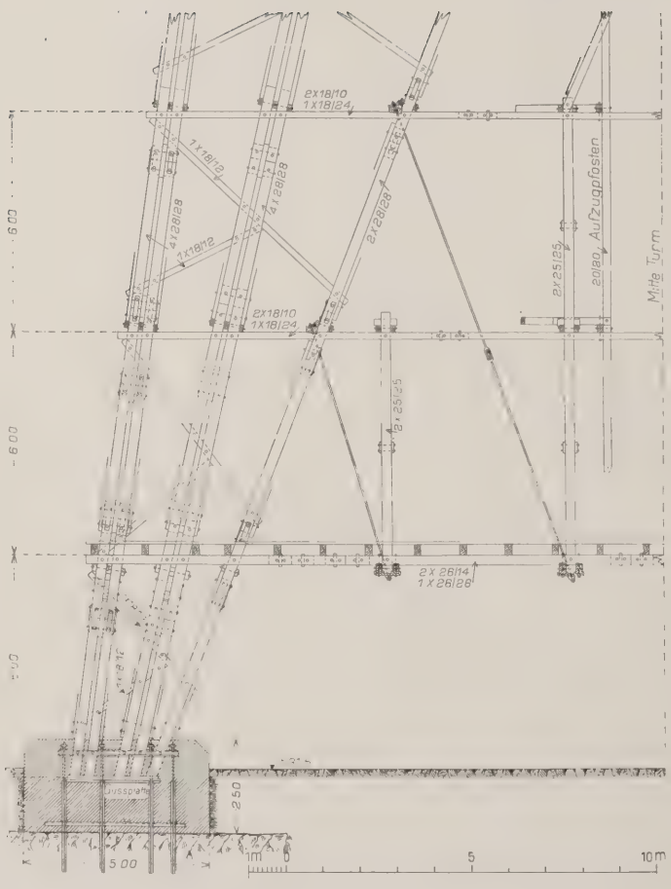



Abb. 8. Gerüstfuss mit Teilansicht einer Querwand.
1:200.

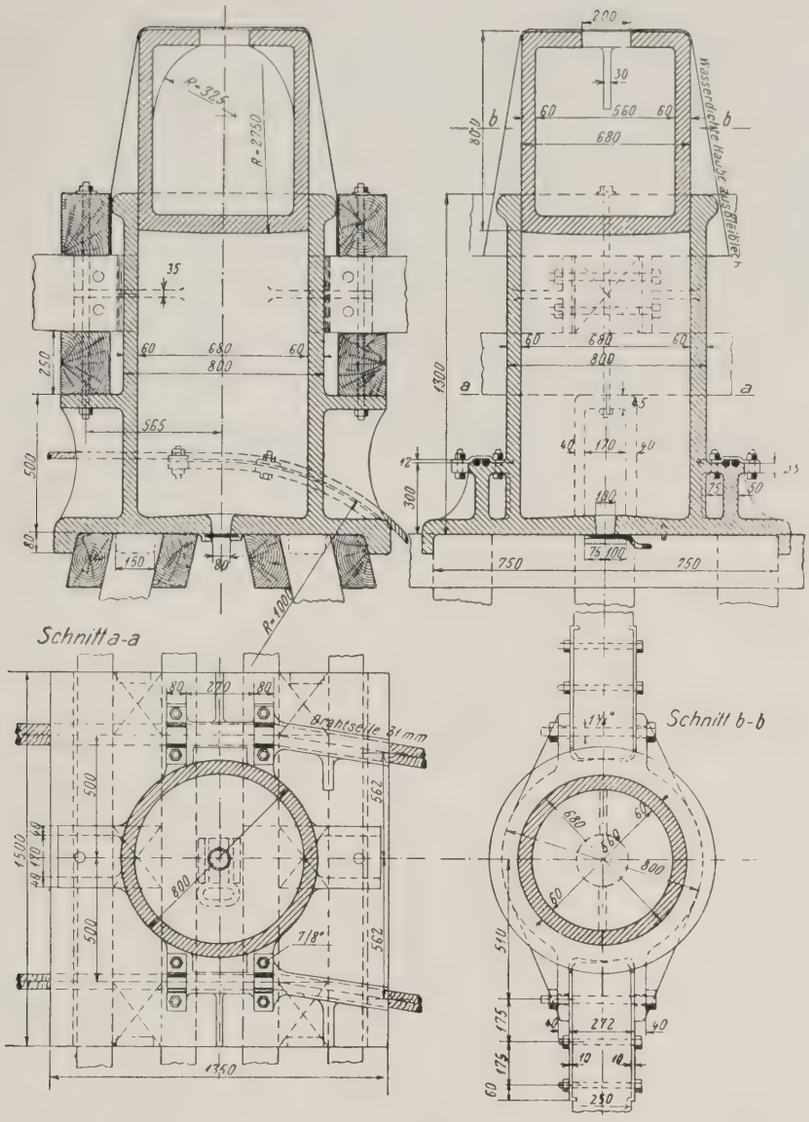



Abb. 9. Sandtöpfe zur Lagerung der Eisenkonstruktion auf dem Gerüstturm 1:30

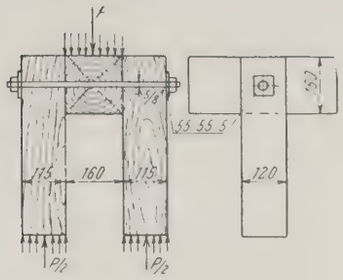



Abb. 10. Glatter Anschluss.

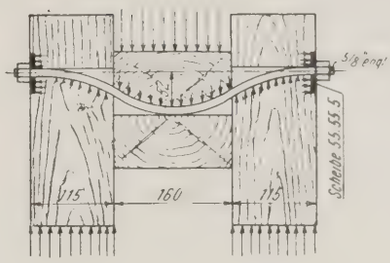



Abb. 11. Formänderung des glatten Zangenanschlusses an der Grenze der Tragkraft.

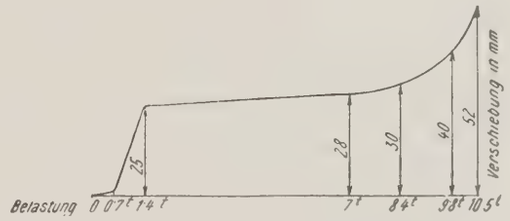



Abb. 12. Schaubild der Verschiebung des glatten Zangenanschlusses.

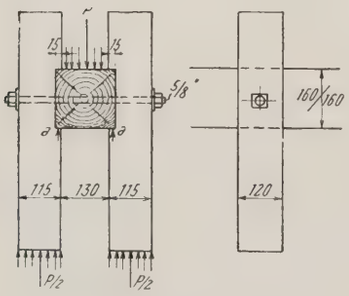



Abb. 13. Eingeschnittener Zangenanschluss.

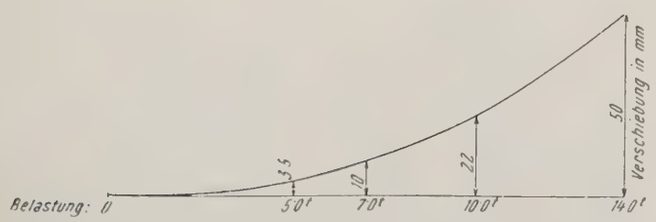



Abb. 14. Schaubild der Verschiebung des eingeschnittenen Zangenanschlusses.

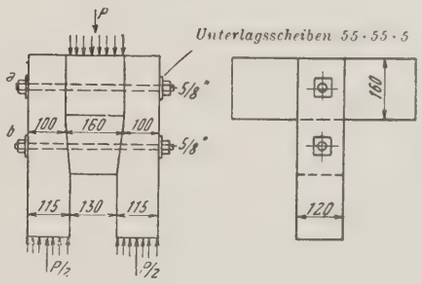



Abb. 15. Zangenanschluss mit keilförmiger Zwischenlage.

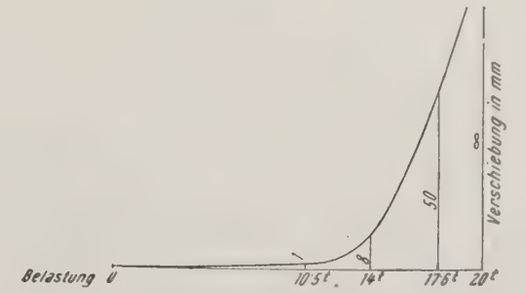
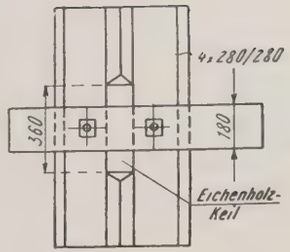



Abb. 16. Schaubild der Verschiebung des keilförmigen Zangenanschlusses.



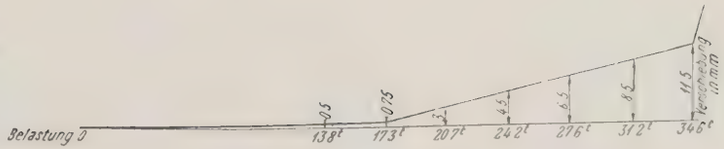
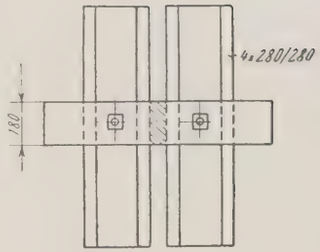




Abb. 18. Schaubild der Verschiebung des Zangenanschlusses mit Längskeilen.



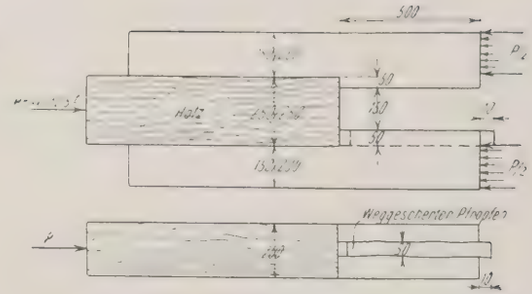




Abb. 24. Scherfestigkeit der Zangenenden, Druckkörper: Stirnholz.

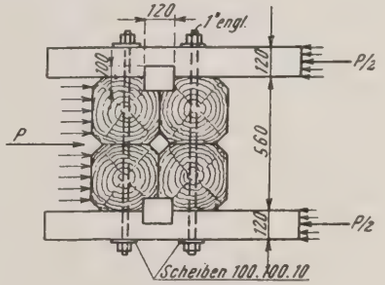



Abb. 17. Zangenverbindung mit Längskeilen.

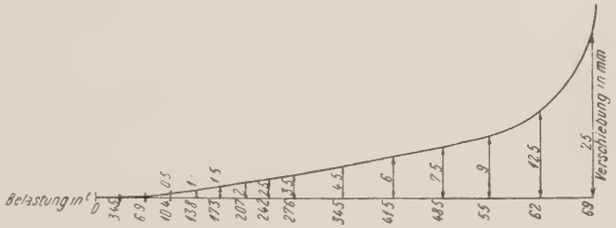



Abb. 20. Schaubild der Verschiebung des Zangenanschlusses mit Querkeilen.

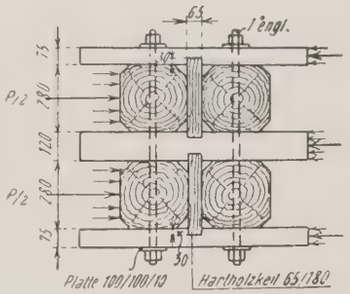



Abb. 19. Zangenanschluss mit Querkeilen.

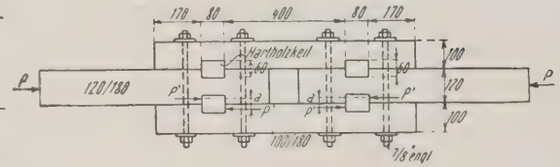



Abb. 26. Zangenstoss.

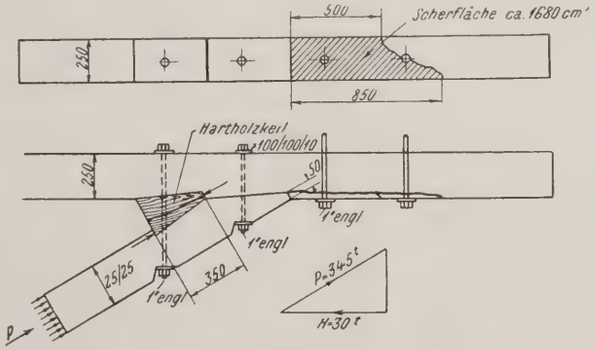



Abb. 21. Schiefer Pfostenanschluss mit Keil.

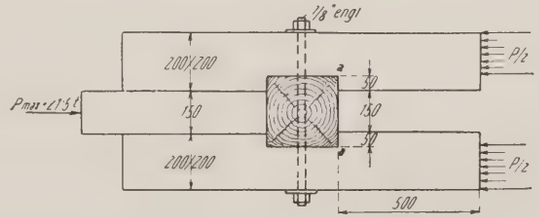



Abb. 22. Scherfestigkeit der Zangenenden, Druckkörper: Flachholz.

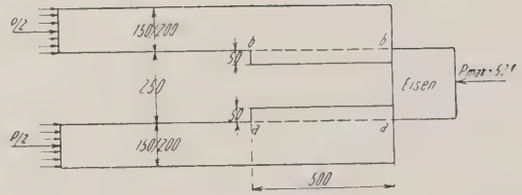



Abb. 25. Scherfestigkeit der Zangenenden, Druckkörper: Eisen.

Abb. 23. Schaubild der Verschiebung zur Scherfestigkeit der Zangenenden, Druckkörper: Flachholz.

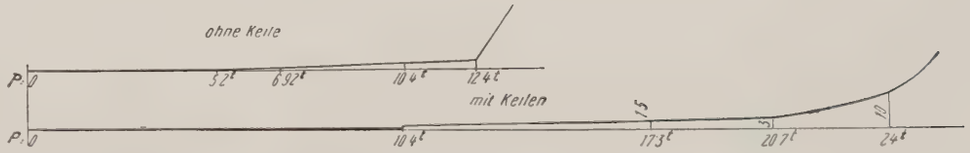



Abb. 27. Schaubild der Verschiebung des Zangenstosses (zu Abb. 26).

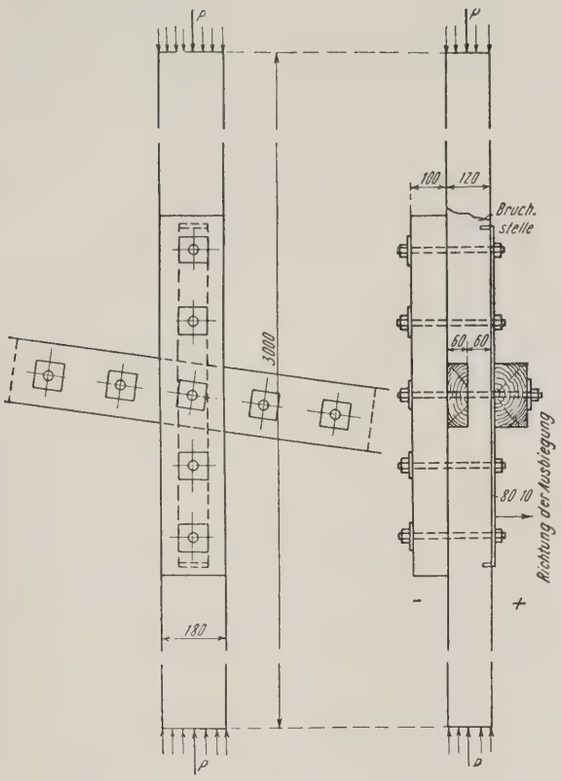



Abb. 28. Knickversuch mit einer Strebenkreuzung.

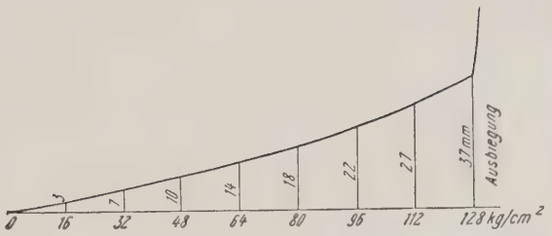



Abb. 29. Schaubild der Ausbiegung beim Knickversuch einer Strebenkreuzung.

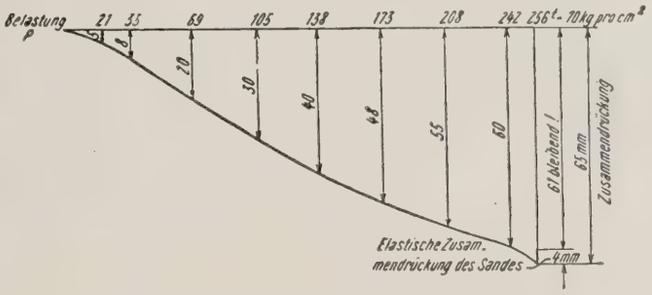



Abb. 33. Schaubild der Zusammendrückung des Sandes im Sandtopf.

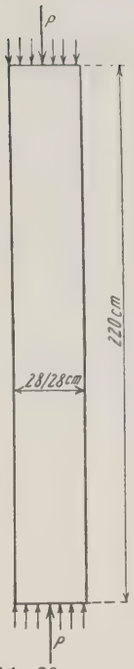



Abb. 30.
Druckversuch mit Pfosten. 28/28, parallel zur Faser.

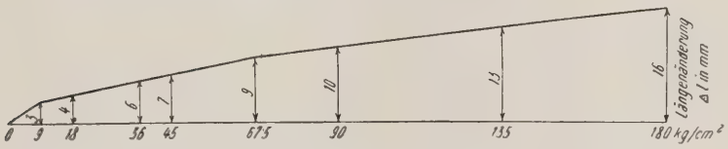



Abb. 31. Schaubild der Längenänderungen zu Druckversuch (Abb. 30).

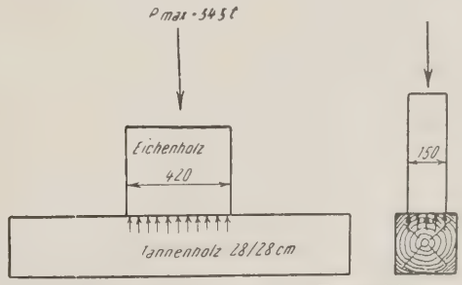



Abb. 32. Druckversuch quer zur Faserrichtung.

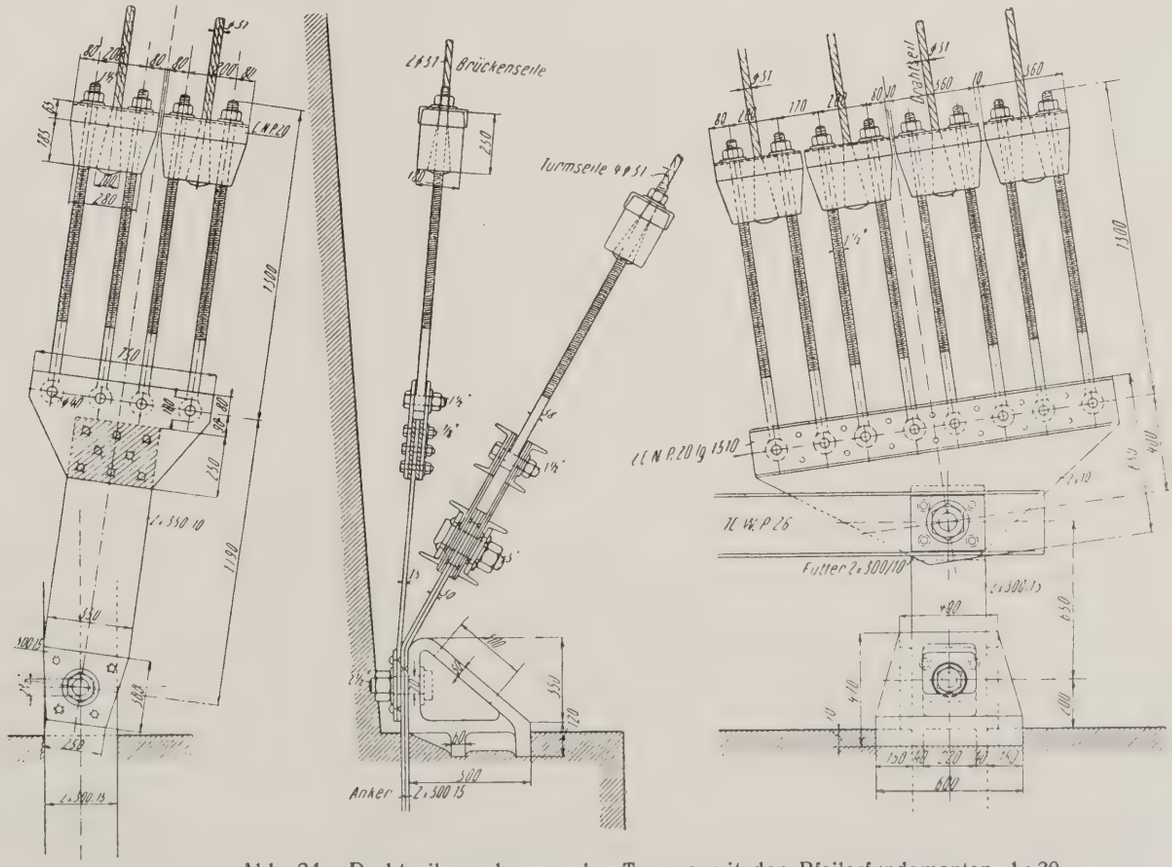



Abb. 34. Drahtseilverankerung des Turmes mit den Pfeilerfundamenten, 1 : 30.

# Ueber die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler am Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburg-Bahn.

Von

Prof. Dr. Ing. h. c. *M. Roš*, Direktor der E. M. P. A. Zürich

Gesamtansicht des Sitterviadukts mit der Verspannvorrichtung, von der Unterwasserseite aus gesehen.

# Ueber die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler am Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburg-Bahn.

Von Prof. Dr. Ing. h. c. *M. Roš*,
Direktor der E. M. P. A. Zürich.

Im Dezember des Jahres 1921 hatte die wagrechte Verbiegung des Pfeilerkopfes IV (Flusspfeiler Seite St. Gallen) der Sitterbrücke der B. T. in Richtung gegen die Sitter das ansehnliche Mass von 270 mm erreicht (Abb. 1 und 2). Die Scheitel der Gewölbe IV – III und III – II zeigten von freiem Auge deutlich wahrnehmbare Einsenkungen, besonders stark, etwa 171 mm, sackte der Scheitel des flußseitigen Gewölbes IV – III ein (Abb. 4). Das Mauerwerk der Stirnwände, ganz besonders über dem Gewölbe IV – III, Seite St. Gallen, und über dem Gewölbe V – VI, Seite Herisau, mit hydraulischem Kalkmörtel gemauert, zeigte Risse. Die Risse treten am zahlreichsten an den Pfeilern IV – V und an den unmittelbar anschliessenden Gewölben IV – III und V – VI auf, also dort, wo die elastischen Bewegungen am grössten sind; sie verlieren sich immer mehr gegen die als fest anzusehenden Endpfeiler I und VII der Zufahrten.

Die befriedigenden Erfahrungen, die man mit der Verspannvorrichtung der Rheinbrücke der S. B. B. bei Eglisau[1]) gemacht hatte, gaben Veranlassung, auch für die Verbesserung der Besorgnis erregenden Verhältnisse am Sitterviadukt, eine nach den gleichen technischen Grundsätzen durchdachte Hebelvorrichtung in Vorschlag zu bringen (Abb. 6, 7 und 20).

Ehe man aber diesen Vorschlag verwirklichte, hatte man durch sorgfältige *Beobachtungen* und eingehende *Belastungsversuche* das elastische Verhalten der gemauerten Anschlussviadukte näher geprüft. Diese Belastungsversuche wurden bei bedecktem Himmel und Nebelwetter am 2. und 4. Dezember 1921, am 29. Januar und 20. Februar 1922 durchgeführt und am 17. Oktober und 6. November 1922, sowie am 4. Dezember 1923 ergänzt. Sie hatten über eine Reihe von Fragen Aufschluss zu geben, um in näherer Erkenntnis der Arbeitsweise der Brücke für eine zweckmässige Ausführung der Vorspannvorrichtung mitbestimmend zu werden.

Die durchgeführten Beobachtungen, betreffend die Senkungen und Hebungen der Gewölbescheitel IV – III, III – II und V – VI (Abb. 8, 9 u. 10) die gegenseitige Drehung der Gelenkquader des Gewölbes IV – III (Abb. 11 und 12), die Sehnenausweitung des Gewölbes IV – III und die fächerartige Einstellung der Pfeiler III, IV und V (Abb. 5), liessen die grosse elastische Empfindlichkeit des Bauwerkes erkennen. Diese Beobachtungen haben es tatsächlich ermöglicht, die *wirkliche Arbeitsweise des Bauwerkes in ihren Grundzügen zu erfassen.* Sie liessen den Schluss zu, dass der künstlich erzeugte Gegenschub der Vorspannvorrichtung wirksam werden müsse, weshalb diese dann auch zur Ausführung kam und am 17. Oktober 1922 in Tätigkeit gesetzt wurde.

Um diesen Vorgang des Zurückdrückens der Pfeiler nicht zu forcieren und auch um der Auswirkung der Zeit nicht vorzugreifen, wurden am 17. Oktober 1922, als wagrechter Gegenschub vorerst 228 t, am Hebel gemessen, durch sanftes Herablassen des Gewichthebels zur Auswirkung gebracht (Abb. 21). Sollten sich später Anzeichen einer neu auftretenden Verbiegung der Flusspfeiler nach innen einstellen, so sind schon jetzt die erforderlichen Vorkehrungen für die Erhöhung des Gegenschubes der Verspannvorrichtung von 228 t auf 400 t getroffen.

Projekt und Ausführung der Verspannvorrichtung wurden von der Direktion der Bodensee-Toggenburg-Bahn der *A.-G. Conrad Zschokke, Werkstätte Döttingen* übertragen. Die Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung erfolgte unter Leitung der Ingenieure *W. Kesselring,* Direktor der Bodensee-Toggenburg-Bahn, und *M. Roš,* damals Direktor der A.-G. Conrad Zschokke, Werkstätte Döttingen. Die Durchführung der Versuche und Auswertung der Versuchsergebnisse besorgte der Verfasser.

Die Belastungsversuche sollten über folgende wichtige Fragen Aufschluss geben:

1. Ist die Empfindlichkeit des 93 m hohen und 270 mm wagrecht gegen die Sitter verbogenen Steinpfeilers IV (13 Jahre alt) gegen wagrechte äussere Kräfte eine solche, dass ein maximaler, künstlich erzeugter Gegenschub der Verspannvorrichtung von 400 t den Pfeiler IV um ein erhebliches Mass zurückzudrükken vermag und wie gross dürfte das Mass dieser Zurückdrückung sein?
2. Bis zu welchem Grade wirkt die mit Granit-Wälzgelenken versehene Gewölbeöffnung IV – III als Dreigelenkbogen?
3. Wo liegen die Berührungsstellen in den Granit-Wälzgelenken des Gewölbes IV – III und welche Grenzwerte der Beanspruchungen treten demzufolge im Gewölbe auf?
4. Welche durchschnittlichen Werte der Dehnungszahlen, sowohl der gesamten als der rein elastischen Deformationen weist das Mauerwerk des Sitterviaduktes auf?
5. Von welchem Einflusse dürfte beim Sitterviadukte die Zeitdauer der Wirkung von äusseren Kräften sein?
6. Wie gross sind die Reibungswiderstände des beweglichen Rollenlagers der Eisenkonstruktion auf dem Pfeiler V? –

Aus den durchgeführten Beobachtungen und Deformationsmessungen am Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburg-Bahn infolge ständiger Last, Verkehrslast, Wärmewechsel und der Reibungswiderstände, sowie infolge des künstlich erzeugten Gegenschubes von 228 t können folgende Schlüsse gezogen werden[2]):

I. In grossen Umrissen betrachtet, lässt sich seit der Erstellung der Brücke eine regelmässige Arbeitsweise des gesamten Tragsystems aus Stein und Eisen erkennen. Das Verhältnis der Scheitelsenkungen des Gewölbes IV – III zur wagrechten Verbiegung des

Pfeilerkopfes IV, infolge der ständigen Last und der Verspannvorrichtung, sowie der nie rastenden Einwirkung der Wärme und der Reibungswiderstände, schwankt zwischen 0,53 bis 0,67 und zwar durch alle Zeitstadien hindurch (Abbildungen 2, 3, 4 und 5 sowie Abb. 14).

II. Die beiden Zufahrten in Stein sind durch den grossen Mittelträger in Eisen von 120 m Stützweite, durch einen Reibungswiderstand von etwa 46,3 t (ständige Last) bis 55,6 t (ständige Last und Verkehrslast) zu einem durchgehenden Tragsystem verbunden (Abb. 6 und 7, sowie die Abb. 15 bis 17).

III. Der Reibungswiderstand der rollenden Reibung des beweglichen Lagers des eisernen Ueberbaues beträgt rd. $9^0/_0$ des zugeordneten lotrechten Auflagerdruckes. Dieser sehr hohe Betrag ist eine Folge der Ueberlastung der einzelnen Lager-Rollen (Abb. 7).

IV. Die Zufahrten in Stein sind gegen Wirkungen der Verkehrslast empfindlich, wobei für Steinbauten verhältnismässig grosse Scheiteldurchbiegungen und gegenseitige Drehungen der Gelenkquader auftreten, die ihre Ursache vorwiegend in der wagrechten Ausweitung der sich unter der Wirkung der äusseren Kräfte fächerartig einstellenden Steinpfeiler haben. (Abb. 8, 9, 10 und 12).

V. Die an die Flusspfeiler IV und V anschliessenden Gewölbe IV – III und V – VI, mit Wälzgelenken aus Granit im Scheitel und in den Kämpfern, verhalten sich nicht wie reine Dreigelenk-Bogen. Sie wirken in erheblichem Masse als mehr oder weniger nachgiebig eingespannte Gewölbe und vermögen daher horizontale in Kämpferhöhe wirkende Kräfte (Gegenschub der Verspannvorrichtung, Reibungswiderstände, Schub aus Wärmewirkung) aufzunehmen und weiterzuleiten. Von den 166,7 t des Schubes der Verspannvorrichtung auf Seite St. Gallen wirkend,[3]) gehen nur 104 t direkt in den Pfeiler IV, während 62,7 t über das Gewölbe IV – III, den Gewölben III – II und II – I, sowie den Pfeilern III, II und I zugeführt werden. Auf Seite Herisau werden von den 181,7 t nur 126 t vom Pfeiler V aufgenommen und 55,7 t über das Gewölbe V – VI an das Gewölbe VI – VII und die Pfeiler VI und VII abgegeben. Die Pfeiler IV und V wirken somit nicht als an der Sohle eingespannte und am obern Ende freie Kragträger. Die Pfeilerköpfe IV und V sind oben entsprechend der Nachgiebigkeit der Gewölbe und der übrigen Pfeiler elastisch nachgiebig gestützt.

VI. Die Berührungsstellen in den Wälzgelenken des Gewölbes IV – III konnten durch Drehungsmessungen festgestellt und die mittlern Wälzaxen der Gelenke ermittelt werden. Es zeigten sich dabei beunruhigende Unregelmäsigkeiten, die indessen durch die am 17. Oktober 1922 in Tätigkeit gesetzte Verspannvorrichtung als beseitigt gelten dürften. Die einzelnen Gelenkquader weisen voneinander verschieden hoch liegende Wälzaxen auf, auch bewegen sich einige von ihnen übereck, unabhängig von den Nachbarquadern. Vor Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung am 17. Okt. (Abb. 11) lagen die mittleren Wälzaxen im Scheitel 235 mm über der wagrechten Mittelachse des Gewölbes und in den Kämpfern betrugen diese Abstände auf der Seite Herisau 94 mm, auf der Seite St. Gallen 193 mm. Die Drucklinie, aus ständiger Last und Verkehrslast in ungünstigster Stellung, liegt in der Bruchfuge ausserhalb des Kerns. Die Kantenpressung überschreitet jedoch 30 kg/cm² nicht (Muschelsandstein in Zementmörtel)[4]).

VII. Die mittlern Dehnungszahlen $\alpha = \frac{1}{E} = \frac{\Delta\lambda}{\Delta\sigma}$ der gesamten Deformationen des Mauerwerkes, als Funktionen der Zeit aufgefasst und aus den Beobachtungen der Verbiegungen abgeleitet,[5]) weisen für eine Zeitdauer der Kraftwirkung von zwei Monaten die folgenden Mittelwerte auf (vergl. Abbildung 2 auf Seite 8): im Jahre 1910, unmittelbar nach Fertigstellung des Viaduktes[6]) 1:44000, im Jahre 1922, nach Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung, also $12^1/_2$ Jahre später, 1:72000. (Abb. 15).

Die Dehnungszahl der gesamten Deformationen des Mauerwerks hat somit innerhalb $12^1/_2$ Jahren um rd. $60^0/_0$ abgenommen.

Die mutmasslichen entsprechenden Dehnungszahlen der rein elastischen Deformationen dürften etwas kleiner sein als 1:100000 bezw. 1:185000. Die im Jahre 1922, bei Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung, durch Messungen angenähert erhobenen mittlern Dehnungszahlen der elastischen Formänderungen betragen: für zweistündige grosse Kraftäusserungen (Schub von 228 t, vergl. Abbildung 15) 1:160000 und für sehr kurze Kraftwirkungen (Verkehrslast gemäss Abbildg. 16 und 17) 1:220000.

VIII. *Die Zeitdauer der Wirkung,* die sogenannte elastische Nachwirkung, aus ständiger Belastung[7]), die *Verminderung der mittlern Dehnungszahl* des Mauerwerkes mit dem Alter und die *Summierung* von sehr vielen sehr *klein bleibenden Verbiegungen* des Pfeilers IV infolge Verkehrslast[8]), sind die Ursache der ganz bedeutenden wagrechten Verbiegungen des Pfeilers IV gegen die Sitter (270 mm im Dezember 1921) und der damit im Zusammenhange stehenden Begleiterscheinungen. Sämtliche Einflüsse erstrecken sich durch Jahre hindurch, in der ersten Zeit stärker, dann mit dem Alter abnehmend wirkend, einem Ruhezustand zustrebend[9]) (Abbildung 18). Die Wärmewirkung und die damit in unmittelbarem Zusammenhange stehende Wirkung des Reibungswiderstandes des beweglichen Lagers der eisernen Brücke[10]) treten deutlich in Erscheinung, sind aber theoretisch ohne Bedeutung, in Wirklichkeit von untergeordnetem Einflusse für die bleibenden Verbiegungen der Pfeiler.

IX. Der künstliche Gegenschub von 228 t, wovon 46,3 t durch die Reibungswiderstände aufgezehrt wurden und nur 181,7 t auf die Zufahrten sich auswirkten,[11]) drückten den um 257 mm ausgebogenen Pfeiler IV, bis zum 21. August 1925, also innerhalb 2 Jahren und 10 Monaten, um rund 47 mm zurück, den Gewölbescheitel IV – III um rund 35 mm hebend. Dadurch ist der Zustand vom Jahre 1912 erreicht, es wurden somit die Wirkungen der letzten zehn Jahre beseitigt. Dürfte man aus dem bisherigen Verhalten der Rheinbrücke bei Eglisau[12]) auch für den Sitterviadukt analoge Schlüsse ziehen, so würde in den kommenden Jahren ein Stillstand des Zurückweichens der Pfeiler zu erwarten sein. Die Verbiegungen der ersten zweieinhalb Jahre allerdings werden selbst mit einem gleich grossen, der gesamten ständigen Last entsprechenden Gegenschub von 370 t, nicht wieder rückgängig gemacht werden können, da das Mauerwerk jetzt eine um etwa $60^0/_0$ kleinere Dehnungszahl aufweist, als anlässlich der Erstellung der Brücke. Immerhin werden nun Pfeiler und Gewölbe durch die Wirkung des künstlich erzeugten Gegenschubes von 228 t günstiger beansprucht. Der jetzige Spannungszustand des Sitterviaduktes kann praktisch als ein einem unveränderlichen Zustande zustrebender betrachtet werden, da für die nächste Zukunft die Dehnungszahl als nur noch

wenig veränderlich[13]) und die Deformation als eine praktisch rein elastische angesprochen werden darf (vergl. Abbildung 13 auf Seite 11).

Die bisherigen Beobachtungen werden weiter geführt und eingehendere Belastungsversuche werden auch in Zukunft von Zeit zu Zeit durchgeführt werden müssen. Nachdem sich die Verspannvorrichtung etwa zwei Jahre lang ausgewirkt und die Rückbildung der Deformationen sich zu einem guten Teil vollzogen hat, wurden die verwitterten Mauerwerksfugen und die Risse sorgfältig ausgekratzt und durch Zementmörtel-Einpressungen geschlossen. Die Misstände am Sitterviadukt können in der Hauptsache als beseitigt gelten.

Für die Praxis ergeben sich aus den Beobachtungs- und Versuchsergebnissen folgende wertvolle Schlussfolgerungen für Bauwerke massiver Bauweisen[14]):

1. Der Dehnungszahl $\alpha$ ist in ihrer Auswirkung die ihr zukommende Beachtung beizumessen, als
   a) Dehnungszahl der *gesamten Deformationen* und
   b) Dehnungszahl der nur *rein elastischen Deformationen.*

Die erste ist wesentlich grösser als die zweite (Abbildung 19).

2. Es bedarf einer mehr oder weniger grossen Anzahl wiederholter Beanspruchungen, selbst innerhalb einer als zulässig erkannten Spannungstufe, bis sich ein praktisch vollkommen elastisches Verhalten des Mauerwerkskörpers einstellt. Von der mittlern Dehnungszahl der erstmaligen Spannungstufe bis zur mittlern Dehnungszahl der rein elastischen Formänderung, ergeben sich, entsprechend der jeweiligen Wiederholung der Spannungstufe (Ent- und Belastung), verschiedene Dehnungszahlen die zwischen den Werten der ursprünglichen Dehnungszahlen und jener rein elastischen Formänderungen liegen.

3. Für den Entwurf und die Ausführung sind von grundlegender Bedeutung:

a) *die Dehnungszahl der gesamten Formänderung* (Sehne des Spannungs-Dehnungs-Diagrammes) ist eine Funktion des Alters des Massivkörpers, der Zeitdauer der Wirkung einer unveränderlichen Last (ständige Last) und der Anzahl von Wechselwirkungen (Verkehrslast, Wärmewirkung, Reibungswiderstände). Mit der Zeit nimmt diese Dehnungszahl der gesamten Formänderungen zu. Sie kann, insbesondere beim Mauerwerkskörper, um ein mehrfaches grösser werden, als die Dehnungszahl der rein elastischen Formänderungen. Betreffen diese gesamten Formänderungen geometrische Grössen in Richtung und im Sinne der statisch unbestimmten Kraftwirkungen, so ist ihnen grösste Beachtung zu schenken, da sie für die Sicherheit des Bauwerkes verhängnisvoll werden können.

Sehnenausweitungen eingespannter Gewölbe haben Verminderungen des Gewölbeschubes zur Folge und bei Gelenkbögen mit Wälzgelenken können sich bedeutende Verschiebungen der Berührungspunkte einstellen. In beiden Fällen leidet das Mauerwerk infolge wesentlicher Erhöhung der Inanspruchnahme, es wird rissig, fällt der Zerstörung anheim und vermindert, ja gefährdet die Sicherheit des Bauwerkes.

Anderseits ist das massive Tragwerk in der ersten Zeit, unmittelbar nach der Erbauung, gegen Lagerverschiebungen weniger empfindlich, weil die Dehnungszahl der gesamten in Betracht kommenden Formänderung bei dem jungen Massivkörper ganz wesentlich grösser ist, als die endgültige unveränderliche Dehnungszahl der elastischen Formänderungen.

Auch Wärmeschwankungen erzeugen geringere Spannungen, weil die Dehnungszahlen der gesamten, wie der rein elastischen Formänderungen der ersten Zeit grösser sind, als im spätern Alter, wo die elastischen Dehnungszahlen einem unveränderlichen Werte zustreben.

Da mit dem Alter die Schwindvorgänge abnehmen, berühren sie die mit dem Alter abnehmende Dehnungsfähigkeit nicht und sind nur für die erste Zeit des grossen gesamten Dehnungsvermögens als spannungserzeugend zu berücksichtigen.

b) *die Dehnungszahl der rein elastischen Formänderungen* (Sehne = Tangente des unveränderlichen Spannungs-Dehnungs-Diagrammes), die erst mit dem Alter des Mauerwerkes und nach einer gewissen Zeitdauer der Auswirkung einer unveränderlichen Belastung (ständige Last), sowie einer gewissen Anzahl von Spannungswechsel-Wiederholungen (Verkehrslast, Wärmewirkung und Reibungswiderstände), einem unveränderlichen Werte zustrebt.

Die endgültige Dehnungszahl der rein elastischen Formänderungen ist für die Grösse der elastischen Deformationen und bei statisch unbestimmten Tragwerken für die Beanspruchungen infolge Wärmewechsel und Nachgiebigkeit der Lagerungen (Pfeiler und Widerlager) massgebend. Der Einfluss der Wärmeschwankungen wirkt sich bis zu einem gewissen Alter zunehmend aus. Dieser zunehmende Einfluss ist ohne Belang, weil auch die Festigkeit des Mauerwerkes mit dem Alter zunimmt und höheren Beanspruchungen, ohne Einbusse an Sicherheit, gewachsen ist. Für Lagerverschiebungen gilt das Gleiche, insofern sich solche nach Jahren noch auswirken (Verbiegung von Pfeilern). In der Mehrzahl von Fällen vollziehen sich jedoch die unelastischen Verschiebungen gleich nach der Ausrüstung innerhalb kürzerer Frist, so lange noch die grossen Dehnungszahlen der gesamten Formänderungen in Betracht kommen. Und die sich auf längere Zeit erstreckenden elastischen Verdrückungen sind ihrer Geringfügigkeit wegen ohne Belang.

4. Gewölbe weisen in Wirklichkeit eine viel grössere Widerstandsfähigkeit auf, als man ihnen theoretisch manchmal zumutet:

a) Im Anfange, solange das Mauerwerk noch jung ist, ist ein Dehnungsvermögen grösser. Allfälligen Verschiebungen der Auflager folgt das Bauwerk, entsprechend dem grossen Werte der gesamten Dehnungen, leichter, und die Wärmewechsel, insbesondere die Abbindewärme (Erhärtung) wirken sich auch weniger spannungserzeugend aus. Später, wenn mit dem zunehmenden Alter das Mauerwerk geringere Werte der Dehnungszahlen annimmt und infolgedessen sich die vorerwähnten Einflüsse stärker auswirken, stellt sich durch die Zunahme der Festigkeit mit dem Alter ein selbsttätiger Ausgleich ein.

b) Bei Ueberwindung der Zugfestigkeit des Mauerwerkes stellen sich Risse ein, die, als natürliche Gelenkstellen wirkend, den Spannungszustand mildern.

c) Infolge der unvermeidlichen Verschiedenheit in der Festigkeit des sonst gleichartigen Mauerwerkes, stellt sich eine selbsttätige Entlastung der Bauteile geringerer Festigkeit mit der grösseren Dehnungszahl ein, zu Lasten der Teile höherer Festigkeit, aber geringerer Dehnungsfähigkeit.

## Anmerkungen:

[1]) *E. Münster,* „Die Pfeilerbewegungen der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Eglisau und die Massnahmen zur Sicherung des Bauwerkes". Schweiz. Bauzeitung, Band 79, S. 133 (18. März 1922).

[2]) *M. Roš,* „Ueber die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler der Sitterbrücke der Bodensee-Toggenburgbahn". Bericht an die Technische Kommission des VSB. März 1924. Interessenten steht dieser ausführliche Bericht mit 11 Tafeln zur Verfügung. Man wende sich an Prof. Dr. M. Roš, Direktor der E. M. P. A.

[3]) Von den 228 t des Gegenschubes der Verspannvorrichtung werden 46,3 t durch die Reibungswiderstände am beweglichen Lager der Eisenkonstruktion aufgezehrt, sodass für die Pfeiler IV und V 228 – 46,3 = 181,7 t als wirksam verbleiben. Diese horizontale Kraft von 181,7 t wirkt voll auf die steinerne Zufahrt der Seite Herisau (Schienenauszug), während auf der Seite St. Gallen 15,0 t direkt vom Schienenoberbau übernommen werden und von zu vernachlässigendem Einfluss für die Verbiegungen der Pfeiler und Gewölbe sind. Auf der Seite St. Gallen wirken sich somit nur 181,7 – 15 = 166,7 t aus (Abbildungen 6 und 7).

[4]) *A. Acatos, J. Lüchinger, F. Ackermann,* „Der Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburgbahn". Schweiz. Bauzeitung, Band 56, 1910, S. 135.

Das Mauerwerk des Sitterviaduktes setzt sich folgendermassen zusammen: Die Fundamentklötze sind aus Beton verschiedener Mischungsverhältnisse von 1 : 5 : 10 bis 1 : 2 : 5 ausgeführt. Die Pfeiler und Stirnwände der Gewölbe sind in Bruchsteinmauerwerk erstellt und zwar in Zementmörtel 1 : 3 für Grösstbeanspruchungen über 16 kg/cm² und in hydraulischem Kalkmörtel 1 : 2 für Grösstbeanspruchungen unter 16 kg/cm². Bei den Pfeilern wurden als Steinmaterial für das äussere Mauerwerk bis zu einer Tiefe von 1,0 m Hohenemser Kalkstein, und für das innere Mauerwerk Sandstein von der Bodenseegegend (Druckfestigkeit höher als 1000 kg/cm² verwendet. Zum besseren Druckausgleich erhielten die Pfeiler in Höhenabständen von 10 m ein 30 cm starkes Schichtenmauerwerk aus Kalksandsteinen von Lagen, in Zementmörtel. Die Gewölbe in Spitzstein bestehen aus Muschelsandstein der Meeresmolasse von Staad in Zementmörtel 1 : 3 und weisen an den äussern Sichtflächen eine Verkleidung in Schichtenmauerwerk aus Lägernkalkstein auf. Beim Mauerwerk des Sitterviaduktes kann infolgedessen nur von einer durchschnittlichen mittlern Dehnungszahl des Mauerwerkes die Rede sein. Diese ist in hohem Masse von der Beschaffenheit der Mörtelfugen abhängig.

[5]) Es wird vorausgesetzt, dass der auf Nagelfluh und Mergel fundierte Pfeiler IV keine, oder sehr kleine zu vernachlässigende Drehungen an der Fundamentsohle vollführte. Beobachtungen über lotrechte Zusammendrückungen der Pfeiler wurden nicht gemacht. Höchstwahrscheinlich sind aber solche erfolgt. Bei der Trisannabrücke an der Arlbergbahn wurden bei den rd. 55 m hohen Pfeilern Zusammendrückungen von 33 bis 46 mm festgestellt. (Siehe Anmerkung 6.)

[6]) Prof. Dr. Ing. *L. Oerley,* „Ueber die Bewegungen der Hauptpfeilerköpfe der Trisannabrücke an der Arlbergbahn". Schweiz. Bauzeitung, Band 78, S. 220 (29. Oktober 1921). Oerley gibt für die Trisannabrücke die mittlere Dehnungszahl der gesamten Formänderungen zu 1/30000 an. – Auch die hohen Säulen der gotischen Gewölbe in den Kathedralen von Laon, Amiens, Reims und Fribourg (Schweiz). (Abb. 22) zeigen die gleichen Erscheinungen. Sie haben sich in Höhe der Säulenköpfe bis zu 150 mm nach Innen und in Kämpferhöhe der Spitzbögen des Mittelschiffs bis zu 100 mm nach Aussen verbogen, ohne dass die Gewölbe und Mauern wesentliche Risse zeigen (Monuments historiques de France 1876).

[7]) Innerhalb der ersten zwei Stunden nach erfolgter Tätigkeit des Hebels am 17. Oktober 1922, wurden die beiden Flusspfeiler IV und V um 18,41 mm auseinandergedrückt. Wiederholte Ent- und Belastungen zeigten ein annähernd vollkommen elastisches Verhalten innerhalb dieser Zeit, indem die Deformationen bei der Entlastung fast restlos verschwanden und bei voller Wirkung des Hebels immer wieder die Grösse von rund 18 mm erreichten. Tags darauf, am 18. Oktober, war diese Auseinanderdrückung bereits 28 mm, also ganze 10 mm grösser; am 18. Dezember 1922, also zwei Monate später, erreichte sie 38 mm und am 19. November 1923, nach 13 Monaten, betrug die gesamte Auseinanderdrückung der Pfeiler IV und V 51 mm (Abb. 14).

Ausser diesem Einfluss der Zeit innerhalb grösserer Zeitintervalle (Stunden, Monate und Jahre) kommt auch grosse Bedeutung der Zeit zu, die bei einer Belastung überhaupt erforderlich ist, um voll zur Auswirkung zu gelangen. Bei so grossen Baukörpern, wie sie der Sitterviadukt aufweist (Rauminhalt des Pfeilers IV rd. 10000 m³ bedarf es zweifellos nicht unerheblicher Zeit, bis eine Last sich auf alle Tragorgane (Gewölbe und Pfeiler) voll ausgewirkt hat. Infolge Verkehrslast werden die Gewölbe zuerst, in verhältnismässig kurzer Zeit, voll beansprucht, die hohen Pfeiler dagegen viel später. Legt man die Durchbiegungsdiagramme aus Verkehrslast einer Untersuchung über die Dehnungszahlen der elastischen Formänderungen des Mauerwerkes zu Grunde, so ergibt sich die Dehnungszahl zu 1 : 220000. Dieser Wert ist um rund 40% kleiner, als der für das gleiche Mauerwerk und unter gleichen zeitlichen Umständen, anlässlich der Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung ermittelte Wert von 1 : 160000. Erklären lässt sich dieser Unterschied nur durch den Umstand, dass es den mit etwa 60 km/h über den Viadukt dahinfahrenden Zügen an Zeit fehlt, um sich voll auszuwirken, was in einer Verminderung der Dehnungszahl zum Ausdruck gelangt.

[8]) Da selbst für sehr geringe Spannungsunterschiede Mauerwerkskörper nicht zu vernachlässigende Dehnungszahlen bleibender Dehnung aufweisen, haben zweifellos auch die sich wiederholenden Wirkungen infolge des stets nur in einem Sinne, gegen die Sitter hin sich äussernden Schubes aus Verkehrsbelastung, eine sehr grosse Zahl sehr kleiner Beiträge bleibender Formänderung geliefert, wodurch der Pfeiler IV im Laufe der Zeit noch mehr verbogen wurde.

Seit dem Tage der ersten Belastungsprobe am 15. Juli 1910 bis zum 17. Oktober 1922, dem Zeitpunkt der Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung, verbog sich der Pfeiler um 257 – 140 = 117 mm (Abbildung 2). Die Brücke wurde in dieser Zeit von 12½ Jahren von rund 200000 Bahnzügen befahren und der Pfeiler IV machte bei jeder Ueberfahrt eine gesamte horizontale Verbiegung von rund 1 mm mit. Setzt man nun als Grenzfall voraus, dass der Einfluss der Zeit infolge ständiger Belastung mit dem 15. Juli 1910 zu Ende gewesen wäre und dass die Dehnungszahl sich nicht verändere, und schreibt man die ganze Verbiegung von 117 mm dem Einfluss der Verkehrslasten zu und nimmt an, dass bei jeder Ueberfahrt nur 1/1700 der gesamten Verbiegungen von jeweils 1 mm, als bleibende Verbiegung zurückgeblieben sei, so würde die Summe dieser bleibenden Beträge in den 12½ Jahren bei 200000 Zugüberfahrten den Wert von 117 mm erreichen. In Wirklichkeit ist der Beitrag der bleibenden Verbiegungen viel kleiner, weil der Einfluss der Zeitwirkung der ständigen Last mit 15. Juli 1910 sicher nicht zu Ende war und die Verminderung der Dehnungszahl mit der Zeit in dieser Betrachtung unberücksichtigt geblieben ist.

[9]) a) Die Zeitdauer der Wirkung der unveränderlichen ständigen Belastung war anfangs von überwiegender Bedeutung, was in stark ansteigendem Verbiegungs-Diagramme zum Ausdruck gelangt. Ihr wirkte entgegen

b) die Verminderung der Dehnungszahl mit dem Alter, was sich im parabelförmigen Verlauf der Ausgleichlinie zeigt, und über diese beiden Einflüsse superponierte sich

c) der Einfluss der Verkehrsbelastung und die Auswirkung der Wärmeschwankungen und der Reibungswiderstände des eisernen Umbaues, von denen die letztgenannten deutlich in der Winter- und Sommerwelle in Erscheinung treten.

[10]) Schon bei geringen Wärmeschwankungen der Eisenkonstruktion von 5 bis 6° C wirkt sich die Reibung voll aus, während sich unter der Wirkung der Verkehrslast die Reibungswiderstände nur teilweise und entweder nur sperrend oder die Pfeiler IV und V auseinanderdrückend äussern. Da die eiserne Brücke ($\alpha_t$ = 0,00001176 und $\mu$ = 58) bedeutend rascher als die Zufahrten in Stein ($\alpha_t$ = 0,000003 und $\mu$ = 1,7) Wärmeschwankungen folgt, wird sich der Reibungswiderstand des eisernen Ueberbaues stets früher als die Längenänderung der Gewölbe infolge Wärme auswirken.

[11]) Aus dem bekannten Gewichte des Hebels mit Gegengewicht konnte ziemlich einwandfrei der Gegenschub rechnerisch zu 228 t festgesetzt werden. Am Pfeiler IV wurden mit Spannungsmessern Okhuizen die Druckkräfte gemessen und zwar ergaben sich in der wagrechten Pendelstütze der Verspannung 113,9 t Druck
im Untergurt der eisernen Brücke 52,8 t „
in den Schienen über dem festen Lager 15,0 t „
total 181,7 t Druck

Für die Reibungswiderstände am beweglichen Lager verbleiben somit 228 – 181,7 = 46,3 t (Abbildungen 6, 7 und 15).

[12]) Beim Eglisauer Viadukt der SBB scheint schon im zweiten Jahre nach Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung eine periodische Regelmässigkeit im gegenseitigen Verhalten der Endpfeiler 9 und 10 wiederzukehren, was darauf schliessen liesse, dass der Gegenschub der Verspannvorrichtung sich schon im zweiten Jahr voll ausgewirkt hätte und dass somit eine weitere elastische Nachwirkung nicht mehr zu erwarten sei.

[13]) Bei der Trisannabrücke der Arlbergbahn hat sich bei dem sorgfältiger beobachteten Pfeiler der Bregenzerseite dieser Ruhezustand nach 34 Jahren fast vollkommen eingestellt — Siehe Anmerkung 6.

[14]) Als Beitrag zu den von Prof. A. Dumas aufgeworfenen Fragen in seiner Abhandlung „L'élasticité du béton" (Bulletin Technique de la Suisse Romande, 1924, S. 49).

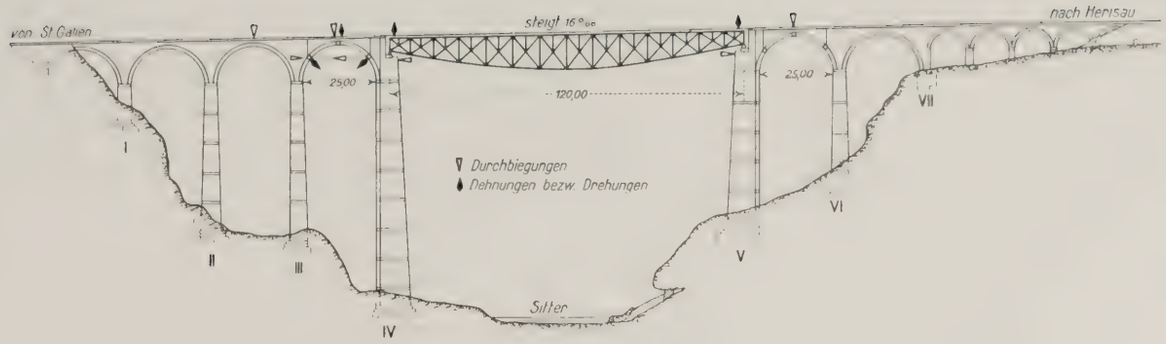



Abbildung 1. Uebersichtsplan der Messtellen (1:2500).

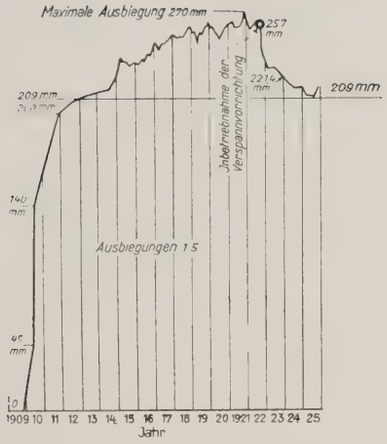



Abb. 2. Wagrechte Verbiegungen des Pfeilerkopfes IV gegen die Brückenmitte, seit der Gewölbe-Ausrüstung.

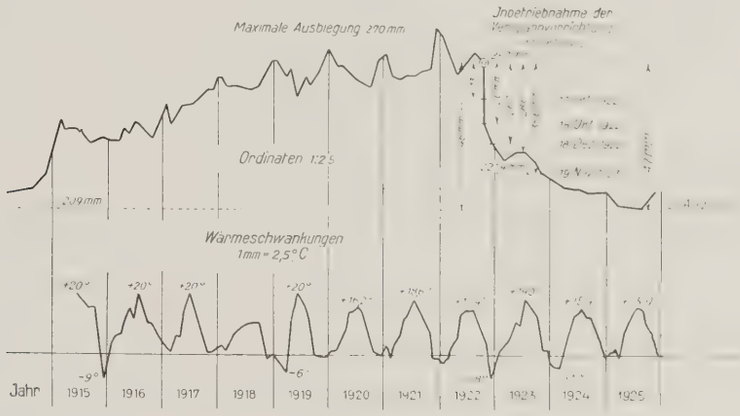



Abb. 3. Bewegungen des Pfeilers IV (vergleiche Abb. 2) und Wärmeschwankungen.

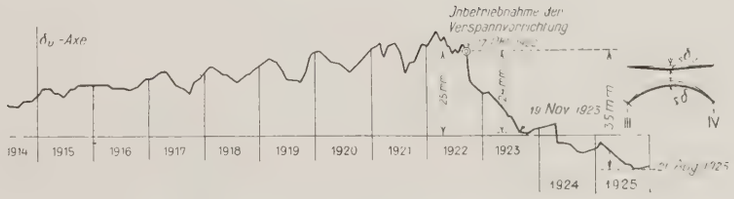



Abb. 4. Lotrechte Senkungen des Gewölbescheitels IV – III.

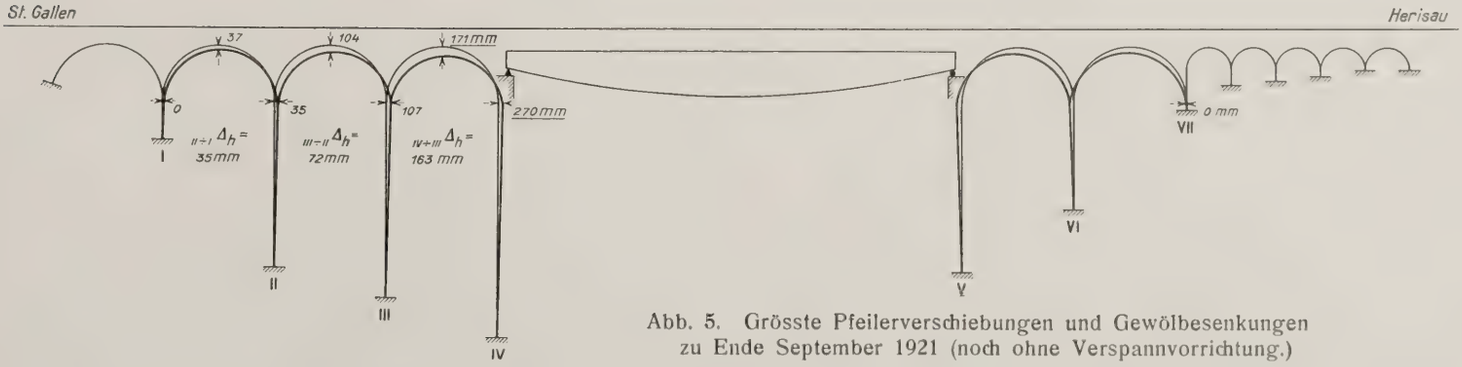



Abb. 5. Grösste Pfeilerverschiebungen und Gewölbesenkungen zu Ende September 1921 (noch ohne Verspannvorrichtung.)
Die unterstrichenen Werte sind beobachtet, übrige abgeleitet.

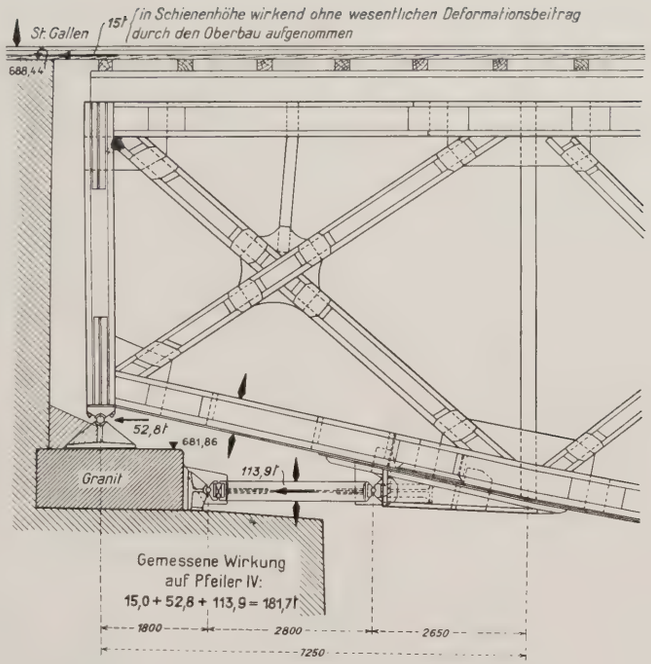



Abb. 6. Verspannvorrichtung auf Pfeiler IV (Seite St. Gallen). - 1:125

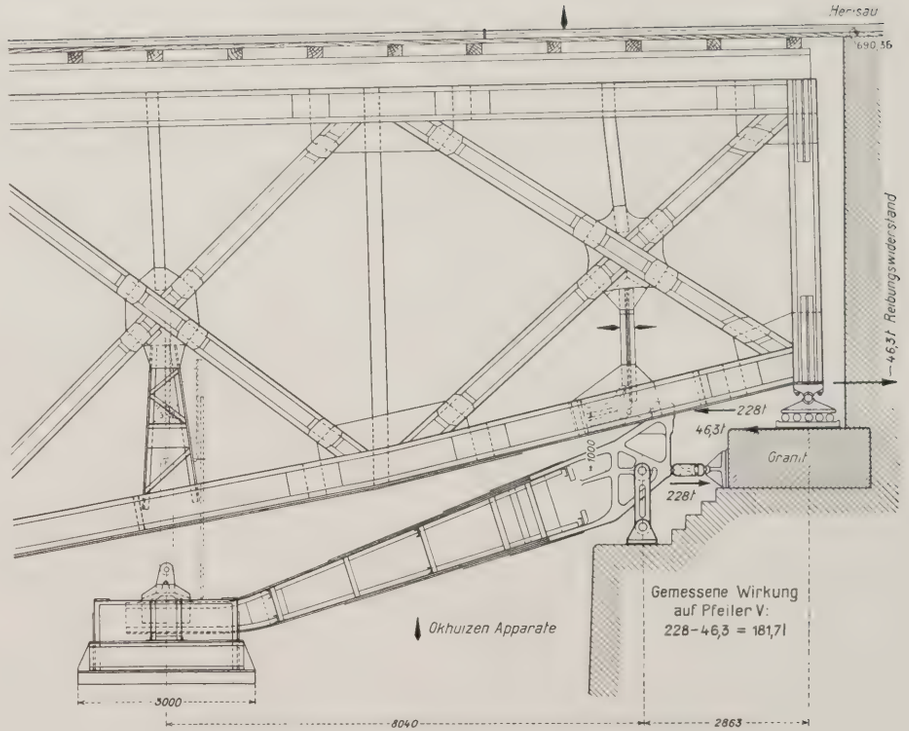



Abb. 7. Verspannvorrichtung auf Pfeiler V (Seite Herisau). - Masstab 1:125.

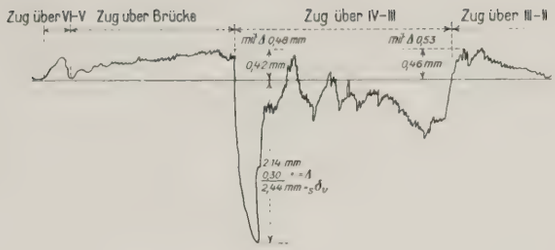
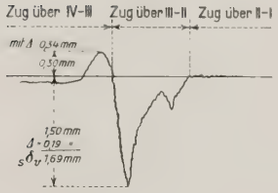



Abb. 8. Gewölbe IV – III (17. Oktober 1922).



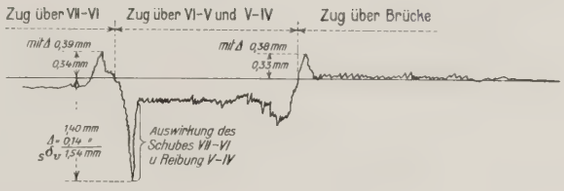




Abb. 9. Gewölbe III – II (6. Nov. 1922). Abb. 10. Gewölbe VI – V (17. Okt. 1922).

Abb. 8, 9 u. 10. Lotrechte Scheiteldurchbiegungen der Gewölbe unter der Last eines mit 60 km/h gegen St Gallen fahrenden Personenzuges. Lufttemperatur + 6° C.

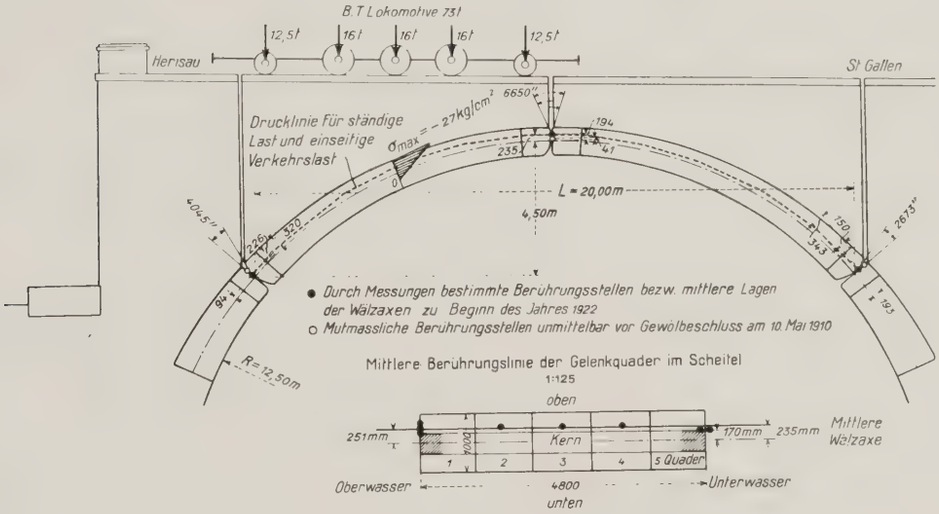



Abb. 11. Bestimmung der Berührungsstellen in den Gelenken des Gewölbes IV – III (Oberwasserseite). Masstab 1:250. Aus Drehungsmessungen abgeleitet.

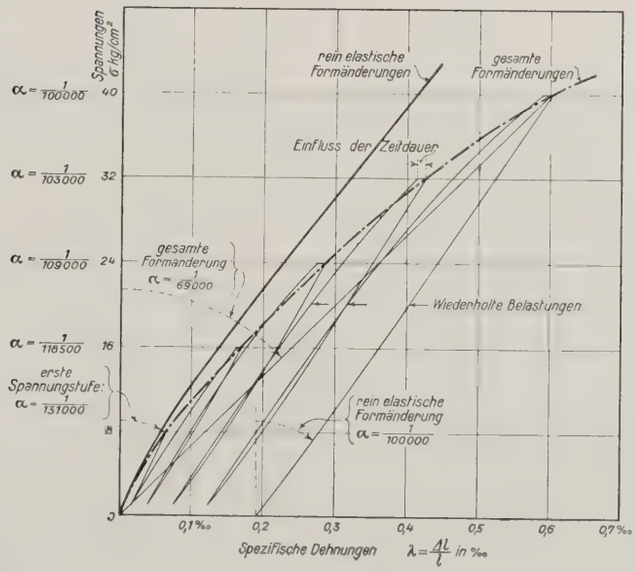



Abb. 19. Werte der Dehnungszahl $\alpha$ bei wiederholten und wachsenden Spannungsstufen.

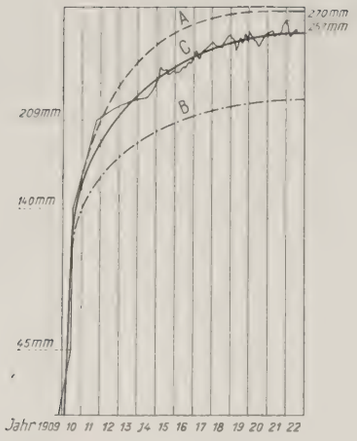



Abb. 18. Auswirkungen der Zeit, der veränderlichen Dehnungszahl und der Verkehrslast, sowie der Reibungswiderstände und des Wärme-Wechsels auf die wagrechte Verbiegung des Pfeilers IV (vergleiche Abb. 2).

A Auswirkung der Zeit (Ständige Last),
B Auswirkung der Dehnungszahl $\alpha$.
C Auswirkung der ständigen Last, der Verkehrslast, der Reibungswiderstände und des Wärme-Wechsels.

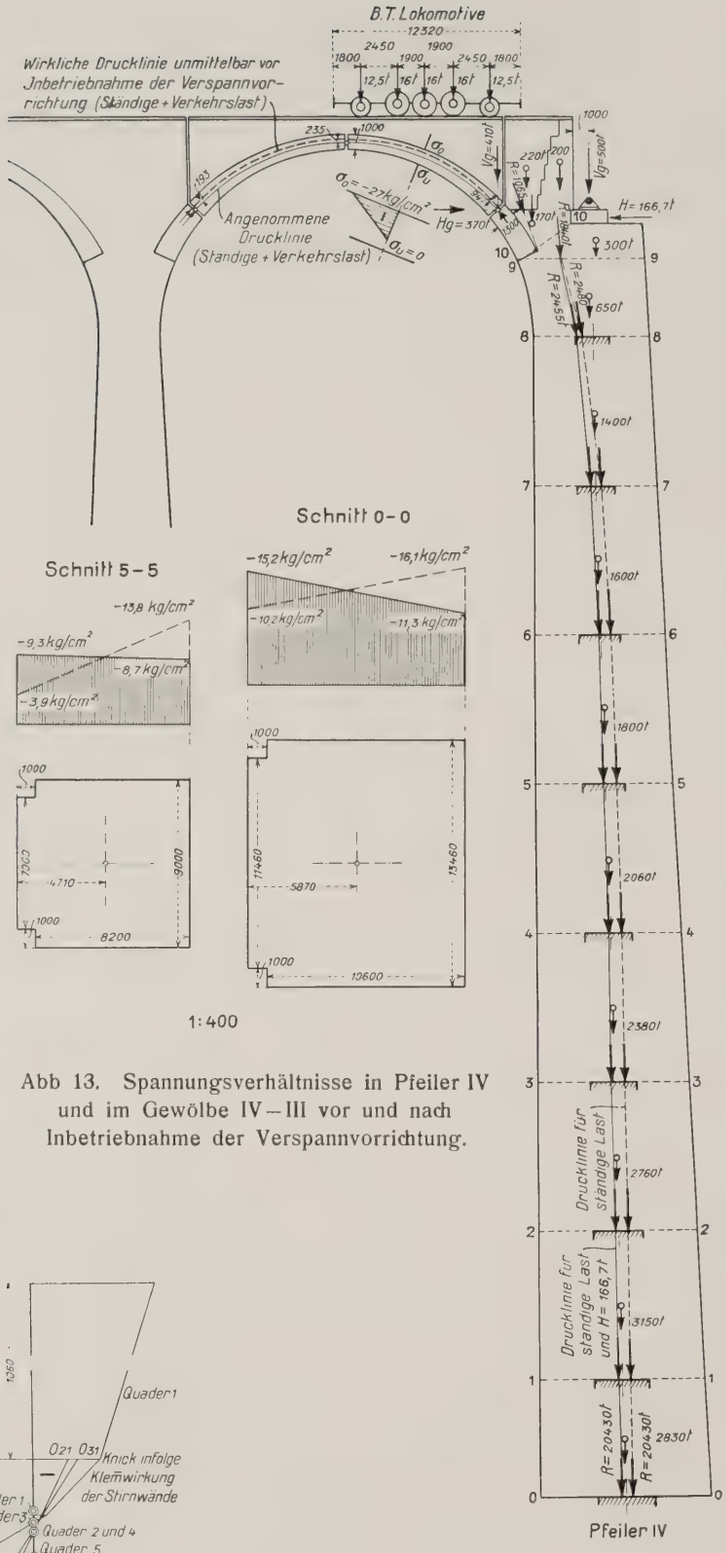



Abb 13. Spannungsverhältnisse in Pfeiler IV und im Gewölbe IV – III vor und nach Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung.

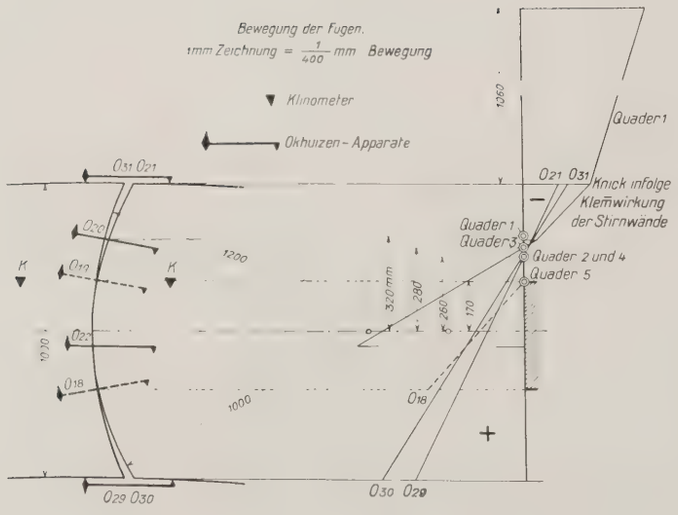



Abb. 12. Berührungsstellen der Quader 1 bis 5 im Scheitelgelenk des Gewölbes IV – III.
(Ansicht von der Oberwasserseite)
Masstab 1 : 25.

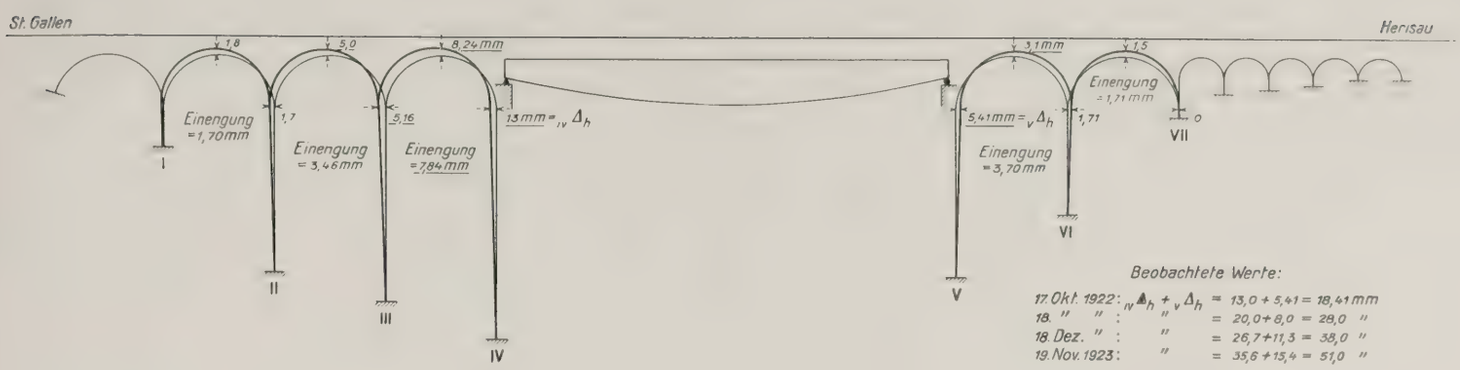



Abb. 14. Gemessene und der Kräfteverteilung zu Grunde liegende Deformationen infolge Wirkung der Verspannvorrichtung, am 17. Okt. 1922.

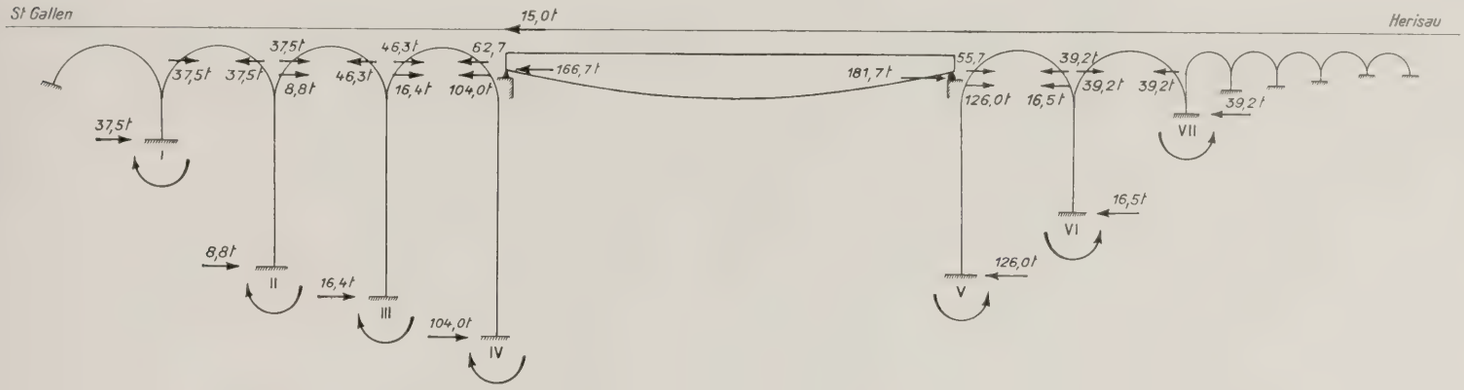
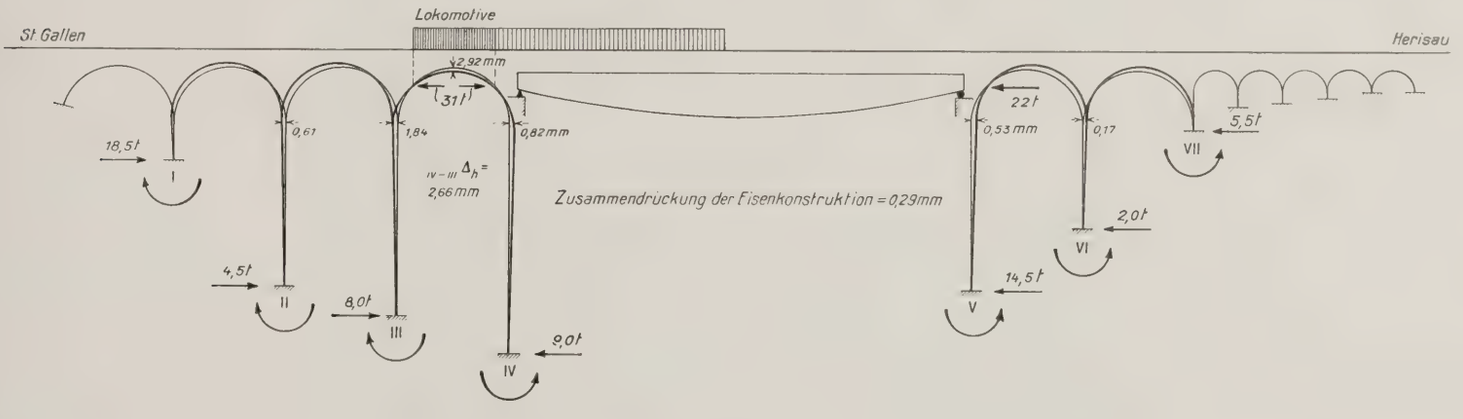



Abb. 15. Verteilung des Schubes der Verspannvorrichtung, ermittelt aus den elastischen Deformationen der ersten zwei Stunden am 17. Okt. 1922. Mittlere Dehnungszahl des Mauerwerks $\alpha = 1:160\,000$ durch Wirkung der Verspannvorrichtung (H = 228 t).
(Anlässlich der Belastungsprobe am 15. Juli 1910 war $\alpha = 1:44\,000$, zwei Monate nach Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung $\alpha = 1:72\,000$).



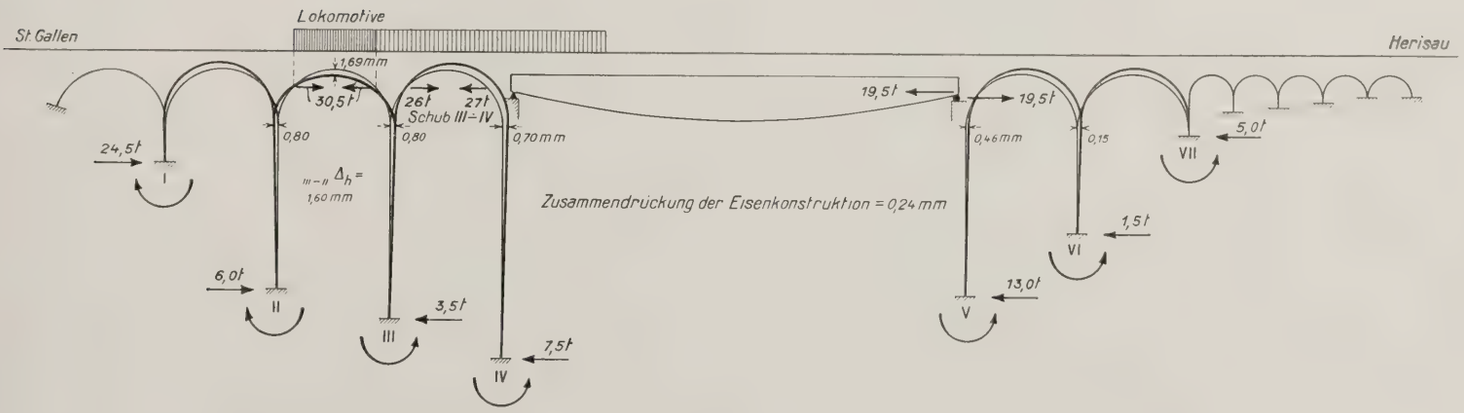




Abb. 16 und 17. Deformationen und Kräfteverteilung infolge Verkehrlast, nach Inbetriebnahme der Verspannvorrichtung. Personenzüge mit 60 km/h gegen St. Gallen fahrend, am 17. Oktober 1922 bezw. 6. November 1922. Lufttemperatur je + 6° C. Mittlere Dehnungszahl des Mauerwerks infolge Wirkung der Verkehrslast $\alpha = 1:220\,000$.

Abb. 20. Verspannvorrichtung auf Pfeiler V (Seite Herisau) von der Unterwasserseite aus gesehen.

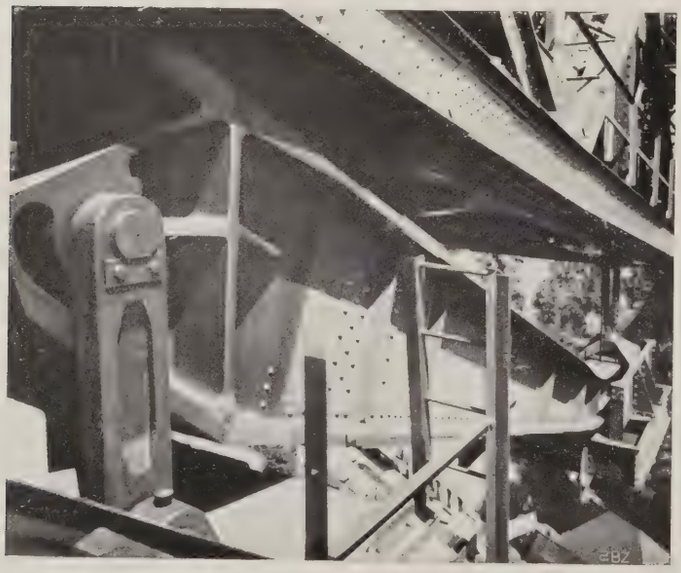


Abb. 21. Gewichtshebel der Verspannvorrichtung, von der Oberwasserseite aus gesehen.

Abb. 22. Inneres der Kathedrale von Fribourg (Schweiz).
Die Verbiegung der hohen Säulen der gothischen Gewölbe ist deutlich sichtbar.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Steinerne Brücken
## der
## Rhätischen Bahnen.

Von Ingenieur *Hans Studer*, Zürich, gewesener Sektionsingenieur
der Rhätischen Bahnen.

Herrn Ingenieur

**Dr. h. c. Achilles Schucan**

a. Direktor und Direktionspräsident der Rhätischen Bahn

dem Förderer fachwissenschaftlicher

Tätigkeit des Bauingenieurs

zu Dank!

# Steinerne Brücken
## der
# Rhätischen Bahnen.

Von Ingenieur *Hans Studer*, Zürich, gewesener Sektionsingenieur der Rhätischen Bahnen.

Der Bau *steinerner Brücken* in der Schweiz hat in den letzten drei Jahrzehnten wohl kaum einen bedeutenderen Aufschwung erfahren, als bei dem in den Jahren 1898—1913 erfolgten Bau der *Rhätischen Alpenbahnen:* der *Albulabahn*, der Verbindungslinie *Davos-Filisur*, der Engadinerlinie *Bevers-Schuls* und der Vorderrheinlinie *Reichenau-Disentis*, sowie einige Jahre später beim Bau der *Chur-Arosa-Bahn* und der *Bodensee-Toggenburg-Bahn*. Die Beweggründe, die insbesondere zur Ausführung der grossen Zahl von *Steinbrücken* beim Bau der *Rhätischen Bahnen* führten und welche den geistigen Urhebern dieser Begründung, dem damaligen Direktor und Direktionspräsidenten dieser Bahnen, Dr. h. c. *A. Schucan*, und dem damaligen Oberingenieur der Albulabahn und Verfasser des generellen Projektes der übrigen genannten Linien, Prof. Dr. h. c. *F. Hennings*, ein bleibendes Denkmal setzen, rechtfertigen es, jene Zeitperiode als eine klassische Zeit des Steinbrückenbaues in der Schweiz zu bezeichnen und dieses charakteristische Beispiel desselben durch die folgende kurz gefasste Monographie darzustellen.

Die Rhätischen Bahnen, insbesondere die Albulabahn, haben hinsichtlich des Brückenbaues ein typisches Gegenstück in der Gotthardbahn. Bei orographisch sehr ähnlichen Verhältnissen hat man bei der Gotthardbahn beinahe ebenso konsequent *eiserne* Brücken eingebaut, wie bei den *Rhätischen Bahnen steinerne*. Diese grundsätzliche Einstellung der Gotthardbahn erscheint heute als eine objektiv schwer verständliche, der Einbau relativ zierlicher eiserner Fachwerke in die gewaltige, von Lawinen durchtoste, granitene Natur als etwas völlig Unorganisches, ja ihre monumentale Architektur durch zierliches, unzulängliches Menschenwerk fast Beleidigendes. Aber auch nüchterne, technische, d. h. objektive Betrachtung sucht vergeblich nach zwingenden Gründen für die Verwendung von *Eisen*konstruktionen zur Ueberbrückung wilder, meist unzugänglicher Schluchten und Lawinentäler, wohin diese Konstruktionen oft unter unglaublichen Mühen transportiert werden mussten, und wo dieselben allen Unbilden einer wilden Gebirgsnatur (Beanspruchung durch Stürme, durch Staub- und Grundlawinen, starke Temperaturwechsel usw.) ausgesetzt sind, während an Ort und Stelle prachtvollstes Steinmaterial sich vorfand, das dem Bau *steinerner* Brücken und Viadukte geradezu rief.

Es können also auch kaum objektive Gründe rein finanzieller Natur für die Wahl von Eisenkonstruktionen massgebend gewesen sein. Subjektiv verständlicher, wenn auch nicht begreiflicher sind dagegen die Gründe anderer Art, die gewöhnlich für die Verwendung so vieler eiserner Brücken bei der Gotthardbahn angegeben werden: der Umstand einerseits, dass damals gerade die Theorie der Berechnung statisch bestimmter Fachwerke begründet worden und zur Anwendung gelangt war, und andererseits der Einfluss der Eisenindustrie eines der damals beteiligten Nachbarstaaten.

Lange Gewöhnung stumpft ab und so hatte sich auch der Techniker in den letzten 40 Jahren nach und nach etwas daran gewöhnt, die eisernen Brücken der Gotthardbahn nur mehr noch als eine Besonderheit der letztern anzusehen. Erst die Elektrifizierung der Gotthardbahn mit der Vergrösserung der Achsdrücke und des Gesamtgewichtes der elektrischen Lokomotiven gegenüber den grössten Achsdrücken der Dampflokomotiven legte die Tatsachen wieder bloss und brachte die Berechtigung der vorerwähnten kritischen Einstellung in technischer Hinsicht gegen die Verwendung eiserner Brücken auf der Gebirgsstrecke der Gotthardbahn wieder zu vollem Bewusstsein. Die Notwendigkeit der Verstärkung der Brücken auf den grösseren Achsdruck und das grössere Gesamtgewicht der Lokomotiven führte dazu, eine grössere Zahl eiserner Brücken durch steinerne, darunter eine Anzahl von bedeutender Spannweite, zu ersetzen, wobei es, wie erwähnt, vorkam, dass dicht bei der Brücke und auf Bahnhöhe prachtvollstes Steinmaterial für die ganze Brücke gewonnen werden konnte. Bei einer Anzahl grösserer Objekte beschränkte man sich vorläufig auf eine Verstärkung der Eisenkonstruktion, aus Gründen der Zeitgewinnung, vor allem aber aus dem Bestreben, mit momentan geringsten Kosten auszukommen, um die ohnehin enormen Ausgaben für die Elektrifizierung einstweilen nicht noch mehr zu erhöhen. Ohne diese Erwägungen wäre man wohl dazu gelangt, *sämtliche eisernen* Brücken der Gotthardbahn durch *steinerne* zu ersetzen. Dieser vollständige Ersatz dürfte somit nur eine Frage der Zeit sein.

Nicht zuletzt dürfte die Entschliessung zu diesem Ersatz beeinflusst worden sein und werden durch die neuerlich gewonnene Erkenntnis hinsichtlich der sog. «Ermüdung» des Konstruktionsmaterials, herbeigeführt durch eine durch die enorme Frequenz der Belastungsschwankungen erzeugte sehr wesentliche Aenderung der Struktur desselben.

In *starkem Gegensatz* zu der Einstellung, die beim Bau der Gotthardbahn mit Bezug auf den Brückenbau herrschte, stehen die Gründe, die bei der Ausführung der erwähnten Linien der *Rhätischen Bahnen* ausschlaggebend waren. Diese Gründe waren *technischer* und *ästhetischer* Natur, d. h. es handelte sich darum, die Brückenbauten sowohl in technischer als ästhetischer Hinsicht der durchfahrenen Gebirgsnatur anzupassen, und in erstgenannter Beziehung

dem Einflusse veränderter Verkehrsverhältnisse und dadurch eventuell bedingter Vergrösserung der Verkehrslast zu entziehen.

In *technischer* Hinsicht somit einmal durch die Wahl eines Materials, das den erwähnten Einflüssen der Gebirgsnatur dauernd Trotz zu bieten imstande ist, das keine Kontrolle und keinen Unterhalt resp. Ersatz erfordert; durch eine durch das Material gegebene Dimensionierung und Ausführung, auf welche die Belastungsschwankungen, weil gegenüber der Beanspruchung durch Eigengewicht nur von geringem Betrage, keinen oder nur einen verschwindenden Einfluss ausüben und daher das Konstruktionsmaterial auf eine sehr lange oder praktisch genommen, ewige Dauer nicht zu ermüden imstande sind und welche die Brücken und Viadukte eine auch wesentliche Vergrösserung der Verkehrslast ohne weiteres ertragen lassen. Welche grosse Rolle der letztgenannte Punkt gerade bei den Brückenbauten der Rhätischen Bahnen spielt, erhellt aus der Erwähnung der Tatsache, dass die erstgebauten Linien der Rhätischen Bahnen, die Linien Landquart-Davos und Landquart-Chur-Thusis, noch von Lokomotiven von nur 32 t Gesamtgewicht befahren wurden, dass dieses Gewicht mit der Erstellung der Albulalinie und der Strecke Reichenau-Ilanz auf 44,5 t, mit derjenigen der Engadinerlinie und der Strecken Davos-Filisur auf 68 t wuchs und damals schon Lokomotivgewichte von 72 t, also von 225% des Gewichtes der ersten Lokomotiven in Aussicht genommen waren. Eine derartige Vergrösserung der Verkehrslast konnte nur von Steinbauten ohne Verstärkung derselben ertragen werden, weil diese aus bekannten Gründen (Heterogenität des Konstruktionsmaterials, Zufälligkeiten bei der Bauausführung, gewisse Unsicherheiten bei der rechnerischen Erfassung der Konstruktionen wegen der statischen Unbestimmtheit derselben), den amtlichen Vorschriften gemäss, ohnehin mit 10facher Sicherheit gebaut wurden, wobei insbesondere bei den grossen Gewölben, bei welchen zufolge Verwendung hochwertigen Konstruktionsmaterials und sorgfältiger Ausführung die genannten Faktoren der Unsicherheit zu einem Teil ausschalten, die Festigkeit des Materials nur ungenügend ausgenützt werden kann.

In *ästhetischer* Hinsicht war die hohe Auffassung massgebend, durch möglichste Fernhaltung eines naturfremden und durch die Wahl eines im wahrsten Sinne des Wortes bodenständigen Brückenbaumaterials den Unterschied zwischen Menschenwerk und Natur so weitgehend als möglich zu verwischen, dieses Menschenwerk so unauffällig und bescheiden wie möglich in die Schönheit und Gewalt der hehren Gebirgsnatur einzupassen, ihre Harmonie nicht oder nur in geringstem Masse zu stören!

Diese Auffassung im Verein mit den technischen Erwägungen schuf den *Grundsatz, beim Bau sämtlicher Linien der Rhätischen Bahnen nur da eiserne Brücken auszuführen, wo für die Ausführung steinerner Brücken und Viadukte die nötige Konstruktionshöhe fehlte.*

Die strikte Durchführung dieses Grundsatzes hatte wohl da und dort, wie z. B. beim Wiesener Viadukt, eine gewisse, nicht sehr bedeutende Vermehrung der Anlagekosten zur Folge, die jedoch durch die bereits eingehend erörterten Vorteile des Steinbaues materieller und ideeller Natur weit mehr als kompensiert wurde; ihr Resultat war die Ausführung von Viadukten von insgesamt *737* Oeffnungen aus Stein mit einer Gesamtlänge von 7260 m[1] und von 111 *eisernen* Brückenöffnungen mit einer Gesamtlänge von 1605 m[1] = *18,1*% der Gesamtlänge aller Brücken sämtlicher Linien der Rhätischen Bahnen. Von den insgesamt *55* Brücken und Viadukten der Albulabahn sind z. B. in *Eisen* gebaut einzig die grosse Mittelöffnung von 80 m Spannweite der Rheinbrücke in Thusis und eine 13 m weite Brücke über den Beverin bei Bevers. Die Gesamtlänge der Brücken und Viadukte der *Albulabahn* (Thusis-St. Moritz) beträgt 3015 m = 6,6% der Gesamtlänge der offenen Bahn; deren Nordrampe, Thusis-Albulatunnel, weist allein *2904* m Brücken- und Viaduktlänge = *8,3*% der offenen Bahn auf. *Die eisernen Brücken der Albulabahn haben somit eine Länge von nur 3% der gesamten Brücken- und Viaduktenlänge derselben und von 2,75% derjenigen der Nordrampe.* Die Linie *Davos-Filisur* weist bei einer Brückenlänge von 940 m, *6,4*% der Länge der offenen Bahn, ein Verhältnis von *5,5*% eiserner Brücken auf, die Linie Bevers-Schuls, mit einer einzigen eisernen Brücke von 55 m Spannweite, bei einer Gesamtbrückenlänge von 2616 m ein solches von *2,1*%.

Dem Bestreben, Bauwerke grösster Dauerhaftigkeit zu schaffen, entsprach der Grundsatz bestmöglichster und sorgfältigster, wenn auch tunlich sparsamer *Bauausführung* bei *Auswahl* bester *Baumaterialien,* in erster Linie *sorgfältigster* und *solidester Fundierung.* In dieser Hinsicht ging man sehr weit: wichtige Objekte wurden grundsätzlich auf Fels fundiert, wobei teilweise grosse Schwierigkeiten zu überwinden waren, insbesondere bei einigen Lehnenviadukten der Schynstrecke (Thusis-Tiefenkastel), wo die Durchteufung des an steiler Felswand angelagerten Gehängeschuttes teilweise sehr grosse Fundationstiefen (an einer Stelle bis zu 23 m) erforderte. Auf Gehängeschutt wurde grundsätzlich nie fundiert (wie dies andernorts der Fall war); wo in erträglicher Tiefe kein Fels sich vorfand oder zu vermuten war, wurde auf feste Grundmoräne oder festgelagerte Alluvion (Schotter) abgestellt.

Sämtliche massiven Brücken und Viadukte der Rhätischen Bahnen sind, mit Ausnahme der Gewölbe über 12 m Spannweite, in sog. «häuptigem» *Bruchstein*mauerwerk ausgeführt; Beton kam nur bei Fundationen und bei den Binderschichten der Viaduktpfeiler (Ausfüllung des Quaderkranzes), sowie bei schiefen Gewölben, vor. Die Gewölbe von *12* bis *30* m Spannweite wurden aus *Spitzstein-,* diejenigen über 30 m aus *Schichtstein*mauerwerk erstellt (mit Ausnahme der Gewölbe des Wiesener-Viaduktes, worüber weiter unten berichtet wird).

Heute, wo die Verwendung von hydraulischem Kalk fast ganz aus der Mode gekommen ist, dürfte die Feststellung besonders interessieren, dass sämtliches Bruchsteinmauerwerk, einschliesslich des Spitzsteinmauerwerkes der Gewölbe bis etwa 20 m Spannweite aller Linien der Rhätischen Bahnen, mit Ausnahme desjenigen der Linie Bevers-Schuls, in Mörtel aus *400 kg hydraulischem Kalk* (Druckfestigkeit 90—100 kg/cm² nach 28 Tagen) auf den m³ Sand erstellt wurde! Beim Bau der Engadinerlinie wurde an Stelle dieses auch hier zuerst vorgesehenen Kalkmörtels *Zementmörtel* aus 200 kg Portlandzement auf den m³ Sand verwendet, jedoch nicht etwa hauptsächlich mit Rücksicht auf die Temperaturverhältnisse (die Linie liegt zwischen den Höhen von 1100 und 1800 m über Meer; Temperaturminima ausnahmsweise zwischen —35 und —40 ° C!), sondern wegen der hohen Frachtkosten ab Chur, die im Mittel etwa 150% des Preises des hydraulischen Kalkes loco

Chur betrugen, während der Portlandzement gerade damals eine starke Preisreduktion (auf etwa 140% des Kalkpreises) erfuhr.

Sämtliche *Gewölbe* aller Linien mit Spannweiten *über 20—25* m sind mit Portlandzementmörtel von 250—300 kg Zement gemauert worden. Die Gewölbestirnen wurden aus *Schichtsteinen* ausgeführt, ebenso die sichtbaren *Kanten* der Brückenpfeiler.

Die Bausteine konnten dem Bahngebiet oder nahen Brüchen entnommen werden, mit Ausnahme des Materials für den grössten Teil der *Deckplatten* und *Quader*, welche, als «*reine*» *Quader*, grösstenteils aus Tessinergneis (Osogna), aus Roffna-Gneis von Andeer, zu einem kleinen Teil aus anstehendem Granit und Gneis oder aus erratischen oder Geschiebeblöcken dieser Steinqualitäten hergestellt wurden; aus *rauhen Quadern* sind ferner erstellt die sog. *Binderschichten* von 0,50 m Höhe (oder wenigstens deren Sichtkranz), welche in Kämpferhöhe der Viaduktpfeiler und von hier an abwärts alle 10 m durch die Pfeiler hindurch gemauert werden, sowie die *Konsolen*steine, welche die Deckplatten tragen. Bei der *Albulabahn* sind es grösstenteils Kalksteine von verschiedener Beschaffenheit und geologischer Herkunft, durchweg schweres, hartes und wetterfestes Material. Das beste und lagerhafteste Steinmaterial ergaben die harten Kalksteinschichten im *Bündnerschiefer* der Schynstrecke, welches auch die prächtigen Bausteine für die Solisbrücke lieferte. Für die beiden grossen Viadukte: Schmittentobel und Landwasser, konnte gutes Steinmaterial aus *Kalkdolomit* in der Nähe der Baustelle, gewonnen werden Die Kunstbauten zwischen Filisur und Bergün sind aus *Verrucano*, diejenigen oberhalb Bergün aus *Hauptdolomit* und andern *Triaskalken*, im *Oberengadin* aus *Granit* und *Gneissen*, von Cinuskel bis unterhalb Süs aus *Hornblendgneissen*, im untersten Teil der Unterengadinerlinie aus Triaskalken, die Hausteine, auf der ganzen Strecke vielfach aus Granit- und Gneiss-Findlingen, hergestellt. Für die Brücken und Viadukte der obern Hälfte der Linie *Davos-Filisur* wurde *Granit*, für diejenigen der untern Hälfte *triasische Muschelkalke* und *Hauptdolomit* verwendet. Diese letztere Formation, die *Trias* und der unterste Teil der nächstjüngern, der schwarze Jura (Bündnerschiefer) lieferten die Bausteine für die Strecke Reichenau-Truns der Vorderrheinlinie Reichenau-Disentis, während die Kunstbauten der Strecke Truns-Disentis, somit auch der Rusein-Viadukt, in *Hornblendegneis* und *Granit* ausgeführt wurden.

Der Mörtel*sand* wurde längs der Bahnlinie selbst aus Resten von Seitenmoränen oder aus Flussalluvionen gewonnen oder, wo dieser fehlte, aus dem vorhandenen Steinmaterial gebrochen; es musste kein Sand von weiterher bezogen werden. Dass der Qualität des *Sandes*, wie auch insbesondere derjenigen der *Bindemittel*, grösste Aufmerksamkeit geschenkt wurde, möchte hier noch besonders betont werden. Die letzteren wurden durch wöchentlich von der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich ausgeführte Normenproben, sowie durch noch viel häufigere sog. Bauplatzproben (Prüfung der Abbindeverhältnisse und der Volumenbeständigkeit), deren gewissenhafteste Ausführung den Bauführern vorgeschrieben wurde, fortwährend kontrolliert[1]). Bemerkenswert ist auch die hier konsequent durchgeführte Angabe der Bindemitteldosierung in kg per $m^3$ Sand an Stelle der sehr unsichern und unklaren Dosierung in Volumteilen.

Für die Ausführung sämtlicher Kunstbauten liess der Oberingenieur der Albulabahn *Normalien* aufstellen, welchen, insbesondere denjenigen der Viadukte und Brücken (Gewölbe bis zu 25 m Spannweite), statische Berechnungen zugrunde liegen. Diese Normalien sind in der Folge zu den klassischen Normalien der später in der Schweiz gebauten Schmalspurbahnen von 1,00 m Spurweite geworden.

Es mag hier der Hinweis eingeschaltet sein, dass sowohl aus technisch-wirtschaftlichen, als vor allem aus ästhetischen Gründen ein bestimmtes, günstiges Verhältnis der Weite der Viaduktöffnungen zur Höhe des Viaduktes gewählt wurde, wo dies nur irgendwie möglich war. Eine besonders bemerkenswerte Ausnahme von dieser Regel bildet der Landwasser-Viadukt, bei welchem die Richtungsverhältnisse der Bahn (der Viadukt bildet einen fast vollständigen Viertelskreis von 100 m Radius) den Einbau relativ kleiner Oeffnungen verlangten.

Die Normalien sehen eine normale *Brückenbreite* (in der Geraden) auf Schwellenhöhe von 3,60 m (zwischen den Stirnmauern) vor,welche durch Konsolen und Deckplatten auf 4,20 m (zwischen den Geländern 4,00 m mit Rücksicht auf den Schneepflug) vergrössert ist. In den Kurven (normales Minimum 120 m Radius, aussergewöhnliches 100 m), sind die Viadukte polygonal gemauert, die Brückenbreite der Oeffnungen wurde somit um die Pfeilhöhe des Bogens verbreitert.

Der normale Anzug (in der Geraden) der Brückenflächen parallel zur Bahnaxe, sowie der Pfeilerflächen quer zur Bahnaxe beträgt $^1/_{40}$, in Kurven derjenige der parallelen Aussenfläche $^1/_{20}$. Bei höhern Viaduktpfeilern wächst in gerader Bahn der Anzug quer zur Bahnaxe ab Kämpferhöhe nach je 10 m um $^1/_{10}$, nämlich von $^1/_{40}$ auf $^1/_{30}$ sodann auf $^1/_{20}$. Bei den bis zu 70 m hohen Pfeilern des in 100 m Kurve liegenden Landwasser-Viaduktes wurde der Anzug der Flächen parallel zur Bahnaxe aus der räumlichen Drucklinie bestimmt.

Die den bereits erwähnten Normalien entsprechenden Dimensionen der Gewölbe bis zu 25 m Spannweite wurden auf Grund der einfachen Methode von *Mhéry* graphostatisch bestimmt. Für Gewölbe von über 25 m Spannweite erfolgte die Dimensionierung auf Grund einer eingehenden graphostatischen Berechnung nach der sog. Elastizitätstheorie, mit welcher die wirkliche, die sog. «elastische» Drucklinie bestimmt wird, die eine genauere und damit sparsamere Dimensionierung erlaubt, während die Anwendung der einfacheren Methode von *Mhéry*, die zu ungünstige Werte liefert, als für so grosse Gewölbe nicht mehr zulässig erscheint, nachdem die bekannten österreichischen Gewölbeversuche erwiesen haben, dass grosse Gewölbe als elastische Gebilde zu betrachten sind, die den Voraussetzungen der Elastizitätstheorie entsprechend arbeiten.

Die Rhätischen Bahnen weisen 11 Brücken auf mit Gewölben von über 25 m Spannweite, nämlich:

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Albulabahn: | No. | 1. Solis-Viadukt: | 1 | grösstes | Gewölbe | mit | 42 | m Spannweite |
| | „ | 2. Mutten-Tobel-Brücke: | 1 | „ | „ | „ | 30 | „ „ |
| | „ | 3. Müstail-Brücke: (bei Tiefenkastel) | 1 | „ | „ | „ | 27 | „ „ |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Davos-Filisur: | „ | 4. Brombenz-Viadukt: | 1 | grösstes | Gewölbe | mit | 30 | m | Spannweite | |
| | „ | 5. Wiesener-Viadukt: | 1 | „ | „ | „ | 55 | „ | „ | (Abb. 1) |
| Bevers-Schuls: | „ | 6. Inn-Viadukt: (bei Cinuskel) | 1 | „ | „ | „ | 48 | „ | „ | |
| | „ | 7. Val-Mela-Viadukt: (bei Brail) | 1 | „ | „ | „ | 42 | „ | „ | |
| | „ | 8. Val-Verda-Viadukt: (bei Brail) | 1 | „ | „ | „ | 38 | „ | „ | |
| | „ | 9. Val-Schüra-Viadukt: (bei Brail) | 1 | „ | „ | „ | 30 | „ | „ | |
| | „ | 10. Val-Tuoi-Viadukt: (bei Giarsun) | 1 | „ | „ | „ | 48 | „ | „ | |
| | „ | 11. Val Püzza | 4 | „ | „ | „ | 27 | „ | „ | |
| Reichenau-Disentis: | „ | 12. Lumpegna-Viadukt: (bei Disentis) | 1 | „ | „ | „ | 30 | „ | „ | |

Diese Spannweiten ergaben sich entweder als durch die orographischen Verhältnisse (tiefe Schluchten mit Flussläufen) direkt bedingte oder als wirtschaftlichste Lösung (No. 1—6 und 9); bei 7, 8 und event. 9 waren sie der möglichst weiten Ueberbrückung von Lawinencouloirs wegen erforderlich, während ohne das Vorhandensein dieser Lawinen wirtschaftlichere Lösungen (Viadukte mit kleineren Oeffnungen) möglich gewesen wären.

Von den genannten Gewölben sind auf Grund der Elastizitätstheorie berechnet worden: No. 1, 4—8, 10.

Das Gewölbe des Tuoi-Viaduktes ist eine genaue Wiederholung des Gewölbes des Inn-Viaduktes; für den Bau des ersteren konnte deshalb das Lehrgerüst des letzteren nochmals verwendet werden.

Diese Berechnungen erfolgten, wie erwähnt, ausnahmslos nach der *graphostatischen Methode*, und zwar diejenige der grossen Gewölbe der *Solisbrücke* und des *Wiesener-Viaduktes* nach der von Prof. Wilh. *Ritter*, Zürich, begründeten Methode (Solisbrücke [1900] nach *W. Ritter:* «Der elastische Bogen», Wiesener-Viadukt 1905/6 nach *W. Ritter:* «Anwendungen der graphischen Statik», 4. Teil, 1906), diejenige des *Inn-Viaduktes* 1910 nach der von Prof. *Mörsch* vorgeschlagenen, vereinfachten Methode (« Schweiz. Bauzeitung », 1906). Diese Bevorzugung der graphostatischen Berechnungsmethode mag nicht nur allein darin begründet liegen, dass dem Verfasser dieser Zeilen, der die genannten drei grössten Gewölbe der Rhätischen Bahnen nach der Elastizitätstheorie berechnete (Solisbrücke: erste Berechnung für das erste Projekt mit 40 m Spannweite) — als Schüler Prof. Wilh. Ritters diese Methode näher lag, sondern weil ihm die graphische Berechnung als die übersichtlichere, weil das Kräftespiel deutlich vor Augen führende und daher für den Bauingenieur, der nicht ein geborener Statiker ist, geeignetste betrachtete. (Nach kürzlich erhaltener Orientierung scheint die genannte Berechnung des grossen Gewölbes der Solisbrücke die erste in der Schweiz auf Grund der Elastizitätstheorie durchgeführte Berechnung einer ausgeführten Brücke gewesen zu sein).

Bei der Berechnung des Wiesener Gewölbes konnten, im Gegensatz zu derjenigen der Solisbrücke, entsprechend der unterdessen fortgeschrittenen Entwicklung der Berechnungsmethode, auch die horizontal und schief, also beliebig gerichteten äusseren Kräfte in die Berechnung des elastisch eingespannten Bogens einbezogen werden. Diese vermutlich erstmalige Anwendung, sowie die am praktischen Beispiel ebenfalls erstmalig erfolgte Definition des statischen Charakters der Hauptöffnung und der Umstand, dass die Berechnung des grossen Gewölbes eine *rein graphostatische* und *vollständige* ist, die in der Folge als *typisches Beispiel* einer solchen betrachtet wurde und an welche sich die Berechnung anderer grosser Gewölbe anlehnte, lassen es als im Rahmen dieser Monographie liegend erscheinen, den Gang dieser Berechnung anhand eines Auszuges aus einer ausführlichen Darstellung [2]) und des hier nochmals reproduzierten Berechnungsplanes (Abb. 2) im folgenden kurz wiederzugeben:

Es war von vorneherein klar, dass bei einer so grossen Spannweite durch Anpassen der Gewölbeform an die «elastische» Drucklinie wesentliche Reduktionen des Gewölbes und der Pfeiler erzielt werden könnten. Die Berechnung der «elastischen» Drucklinie für ein Halbkreisgewölbe von 55 m Spannweite erwies denn auch die Halbkreisform eines so grossen Gewölbes als eine sehr ungünstige Form.

Nach dem Vorschlage von *Tolkmitt* wurde unter Zugrundelegung der sog. «Normalbelastung» (der über die ganze Spannweite verteilten halben zufälligen Last) nach der einfachen Methode von *Mhéry* die ungünstigste Drucklinie ermittelt und die Gewölbeform derselben angepasst. Hierauf berechnete man für die gleiche Normalbelastung die *wirkliche* Drucklinie nach der Elastizitätstheorie. Nach nochmaligem Anpassen der Gewölbeform und Berechnen der hierzu gehörigen «elastischen» Drucklinie zeigte sich gute Annäherung der Gewölbemittellinie an diese letztere.

Der Mehrbetrag der Pfeilhöhe dieser definitiven Form gegenüber der halben Spannweite beträgt 5,83 m. Die Anpassung der Gewölbeform an die *parabolische* Form der Drucklinie beschränkt sich auf die obern zwei Drittel der letzteren; eine Anpassung auch im untern Drittel der Parabel wollte aus *rein ästhetischen* Gründen vermieden werden mit Rücksicht auf den fast geradlinigen Verlauf der Parabel an dieser Stelle, die dann als Uebergang in die Vertikale einen kleinen Krümmungsradius verlangt hätte. Diese rein statische Form des Gewölbes hätte sehr hässlich ausgesehen, wie ausgeführte Beispiele dies zeigen. Für das definitiv gewählte Gewölbe wurde zunächst noch die Drucklinie für halbseitige zufällige Last und sodann für volle Belastung der ganzen Spannweite mittels der Elastizitätstheorie herausgerechnet für einen Gewölbestreifen von 1,00 m Breite.

Zugrunde gelegt wurden folgende Annahmen:

Gewicht des Mauerwerks = 2,5 t/cm³
Gewicht der Hinterfüllung = 1,9 t/cm³
Elastizitätsmodul des Mauerwerks = 50 t/cm²
Ausdehnungskoeffizient des Mauerwerks = 0,0000088
Temperaturdifferenz = ± 35° C über und unter der Bautemperatur von + 10° C.
Lastzug für halbseitige Belastung = 2 Lokomotiven zu 68 t Totalgewicht.
Lastzug für volle Belastung = 3 Lokomotiven zu 68 t und 1 Güterwagen zu 17,1 t.

Die graphische Berechnung der Drucklinie erfolgte nach der von Prof. *W. Ritter* begründeten graphischen Methode der Bestimmung der Auflagerreaktionen für Einzellasten aus den elastischen Formänderungen durch Konstruktion der Elastizitätsellipse des gelenklosen Bogens mittels 6 Seilpolygonen, deren zeichnerische Genauigkeit analytisch nachkontrolliert wurde, wie auch diejenige der Drucklinie durch Berechnung der Scheitelordinate.

Die bisher erwähnten Untersuchungen für das definitive Gewölbe hatten zur Voraussetzung, dass das Gewölbe auf vollständig unelastischen und unnachgiebigen Widerlagern ruhe. Für eine genauere Untersuchung des Bauwerkes durfte diese Annahme keineswegs aufrecht erhalten bleiben; denn das Gewölbe ruht auf zwei Hauptpfeilern aus Bruchsteinmauerwerk, die von den Kämpfern des freistehenden Gewölbes noch 27 m, bezw. 31 m tief bis zum Fundament hinabreichen. Zum mindesten musste angenommen werden, dass zufolge des vielen, bei Bruchsteinmauerwerk vorhandenen Mörtels (in unserem Falle Mörtel mit hydraulischem Kalk) zur Zeit des Lüftens des Lehrgerüstes das Pfeilermauerwerk noch eine relativ grosse Nachgiebigkeit besitzen würde, somit Setzungen nicht ausgeschlossen waren. Des fernern musste theoretisch vorausgesetzt werden, dass infolge des Horizontalschubes eine seitliche Ausbiegung der vertikalen Pfeileraxe auf Kämpferhöhe stattfinden könne. Diese beiden Annahmen liessen die grundlegenden Bedingung für die Berechnung des Gewölbes als Bogen ohne Gelenke: absolut unelastische und unbewegliche Widerlager, als nicht erfüllt erscheinen.

Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, dachte man sich das Gewölbe durch die Pfeiler hindurch fortgesetzt bis zum Fundament in der aus dem graphostatischen Berechnungsplan ersichtlichen Form, die dem statischen Gefühl entsprechend supponiert wurde. *Diese bis ins Fundament hinunterreichende elastische Konstruktion* wurde als ein *eingespannter, gelenkloser* und *elastischer Bogen* und die über der äussern Leibung dieses Gewölbes liegenden Pfeilerpartien als Belastungen aufgefasst (Abb. 2).

Die Anwendung dieser Betrachtungsweise, zu welcher im 4. Teil von Prof. Wilh. *Ritters* «Anwendungen der graphischen Statik» 1906 Anregung gefunden wurde, dürfte damals wohl ein *Novum* gewesen sein. Die einschlägigen Untersuchungen von Prof. *Guidi*, Turin [3]), die aus demselben Jahre stammen, in welchem die Berechnung des Wiesener-Gewölbes ausgeführt wurde, waren dem Verfasser dieser Zeilen damals noch nicht bekannt.

Es folgte nun die genaue Berechnung des Bauwerkes auf Grund dieser Annahme mit allen in Betracht fallenden Zusatzspannungen, wiederum nach der Elastizitätstheorie, nur mit dem Unterschiede, dass hier nicht mehr nur ein Streifen von 1,0 m Breite, sondern die ganze Breite des Bauwerks zugrunde lag. Die grosse Oeffnung hat beidseitig den scheinbar geringen Anzug von 1 : 40, der sich aus der Berechnung als vollständig genügend erwies. Durch Berücksichtigung der wirklichen Breite der einzelnen Gewölbeelemente ergaben sich natürlich viel günstigere Verhältnisse, da der Anzug bis zum Fundamentmauerwerk auf mehr als 60% der Brückenbreite auf Schwellenhöhe anwächst, die für die Hauptöffnung 3,70 m, für den übrigen geradlinigen Teil der Brücke 3,60 m gemäss den Normalien der Rhätischen Bahn beträgt (Breite zwischen den Stirnflächen). Die gewählte Breite entspricht zufälligerweise den im Bericht der österreichischen Gewölbeversuche aufgestellten Breitenormen. Um die Berechnung zu vereinfachen, wurde die infolge des starken Bahngefälles und des konstanten Anzuges auftretende Ungleichheit in der Breite der beiden Gewölbehälften vernachlässigt und auch bezüglich der Fundamente Symmetrie angenommen.

Da die Fundierung der Pfeiler bis auf die anstehenden kompakten Muschelkalkbänke hinunter als Grundbedingung vorgesehen war, so durften für den bis zum Fundament verlängerten elastischen Bogen ohne Gelenke vollkommen unbewegliche und unelastische Widerlager angenommen werden.

Die Gesamtdrucklinie für Eigengewicht und einseitige, zufällige Last liegt sehr nahe an der Mittellinie des gedachten und des wirklichen Gewölbes. Die entsprechenden Spannungen ergeben sich als wesentlich kleinere als bei der Voruntersuchung ohne Berücksichtigung des Anzuges. Die grösste dieser Spannungen zeigt sich an der innern Leibung der Fuge bei 30° Neigung zur Horizontalen (Element 14 bis 15), also an gleicher Stelle wie bei der Voruntersuchung. Diese Fuge dürfte somit die Bruchfuge sein. Die Spannung beträgt aber nur 19,6 kg/cm², Zugspannungen treten nirgends auf. Für die Pfeilerpartie ist der Querschnitt *FF* auf Höhe des untersten Zentrums am ungünstigsten beansprucht. Es ergibt sich dort eine Kantenpressung an der innern Kante von 14,15 kg/cm² (auf Wiesener Seite). Im Fundament ist die grösste Beanspruchung 8,08 kg/cm² auf der äussern Seite des Wiesener Pfeilers.

Da die Bahnaxe vom linksufrigen Hauptpfeiler aus in einer Kurve von $R = 120$ m verläuft (deren Uebergangskurve 10 m weit auf das grosse Gewölbe zurückgreift), so stösst das anschliessende 20-m-Gewölbe schief auf den Hauptpfeiler auf; dessen Auflagerreaktion zerlegt sich deshalb in eine der Drucklinie des Hauptgewölbes einverleibte Komponente von 415 t parallel zur Stirne des grossen Gewölbes und in eine zu dieser senkrecht gerichtete Komponente von 40 t. Für diese Normalkomponente wurden die Zusatzspannungen für die einzelnen Pfeilerquerschnitte unter Vernachlässigung eines Drehmomentes bestimmt. Dieselben sind im Querschnitt *F'F'* am grössten und betragen dort: + 2,34 kg/cm² in der Kante parallel und rechts der Bahn und —2,40 kg/cm² in der entgegengesetzten; das Minimum tritt im Fundament auf mit + 0,55 bezw. —0,57 kg/cm². Damit war nun der Gesamteinfluss von Eigengewicht plus zufälliger Last bestimmt und es erübrigte noch, alle weiteren möglichen Einflüsse zu untersuchen. Als solche treten auf: Temperaturschwankungen, Wind senkrecht zur Bahnaxe, Wind schief zur Bahnaxe, Bremskraft und Fliehkraft.

*Temperatur:* Die maximalen Temperaturspannungen treten im Scheitel auf mit ± 2,64 kg/cm².

*Wind senkrecht zur Bahnaxe:* Mit einem Winddruck von 100 t/m² ergibt sich eine Maximalspannung von ± 2,36 kg/cm² im Querschnitt *FF*.

*Wind schief zur Bahnaxe:* Die ungünstigste Richtung für schiefen Wind ist ein Winkel von 45° zur Bahnaxe, die auch eine wahrscheinlichere ist als diejenige senkrecht zur Bahnaxe. Die Windkraft wurde in eine Parallel- und in eine Normalkomponente zerlegt und deren Einfluss getrennt bestimmt. Es zeigte sich, dass die Summe der Spannungen fast den Betrag derjenigen für senkrechten Wind erreicht, weil die beaufschlagte Fläche eine grössere ist. Die Maximalspannung, als Summe des Einflusses beider Komponenten, tritt auf in der Fuge 15—16 mit + 3,81, die Minimalspannung am gleichen Ort mit —3,81 kg/cm².

*Bremskraft:* Zu der Berechnung wurde die Annahme gemacht, der Lastzug von drei Lokomotiven mit angehängten Güterwagen werde im Momente seiner für das grosse Gewölbe ungünstigsten Stellung mit $^1/_6$ aller seiner Achsen gebremst. Die Bremskraft beträgt somit $^1/_6$ des Zugsgewichtes und wirkt in den Berührungspunkten der gebremsten Räder wagrecht auf die Schienen, von diesen durch die Schwellen, Kiesbett und Hinterfüllung auf das Gewölbe. Mit Hilfe des sechsten Seilpolygons wurden die Auflagerreaktionen dieser Horizontalbelastung und damit die Spannungen in ähnlicher Weise bestimmt, wie für die Horizontalkomponente der zufälligen Last plus Eigengewicht. Die Maximal- und Minimalspanungen betragen ±1,98 kg/cm² in der Fuge 21—22, die numerisch kleinsten Spannungen treten im Fundament auf mit 0,23 kg/cm².

Die Fliehkraft im linksufrigen Hauptpfeiler ist so gering (0,60 t), dass sie vernachlässigt wurde.

Die von den Sparbogengewölben herrührenden Horizontalschübe heben sich zum Teil auf. Deren Differenzen müssten bei freistehender Konstruktion des Ueberbaues berücksichtigt werden; da aber ein Pendeln der Sparbogenpfeiler nicht möglich ist, weil die Gewölbe mit Uebermauerung wie ein horizontaler Balken als Versteifung wirken, so sind die resultierenden Horizontalkomponenten für die Berechnung der Sparbogenpfeiler nicht berücksichtigt worden. Um die Schubspannung beim Ansatz des längsten Sparbogenpfeilers auf das Hauptgewölbe auf ein Minimum zu reduzieren, hat man dem Pfeilerfuss auf der äusseren Seite einen Anzug von 1 : 6 gegeben. Die Schubspannung beträgt damit noch 1,77 kg/cm².

Als maximale *Gesamtspannung* (Haupt- und alle Nebenspannungen) ergibt sich eine *Druck*spannung von **23,6** kg/cm² an der inneren Kante der Gewölbefuge 14—15 bei hoher Temperatur, Wind senkrecht zur Axe und gebremstem Zug von Wiesen her, als *minimale* Gesamtspannung ebenfalls eine *Druck*spannung von **0,51** kg/cm² in der äusseren Kante der Gewölbefuge 22'—21' bei niedriger Temperatur, sehr starkem Wind von Wiesen und gebremstem Zug von Filisur her. *Zugspannungen treten, wie bereits erwähnt, nirgends auf!*

Wiewohl der Grundsatz der Anpassung der Gewölbeform an die Drucklinie schon fast 40 Jahre vor der Berechnung aufgestellt wurde, hat er doch für grössere Gewölbe bis damals nur sehr wenig Anwendung gefunden; für die hier vorliegende Ueberhöhung eines Halbkreises sind uns in der Literatur keine Beispiele ausgeführter Gewölbe begegnet. Es scheint, dass Komplikationen sowohl für die Berechnung, als auch für die Ausführung, besonders des Lehrgerüstes, befürchtet wurden. Diesen Befürchtungen gegenüber konnte damals festgestellt werden, dass die ausgeführte Form in keiner Beziehung irgendwelche Schwierigkeiten ergeben hat. Anderseits dürfte es von Interesse sein, darauf hinzuweisen, dass die durch das Anpassen der Gewölbeform an die Drucklinie erzielten Ersparnisse an Dimensionen des grossen Gewölbes und der Hauptpfeiler etwa 10% der Kubatur oder rund 13% der Kosten betragen haben.

Die im vorstehenden wiedergegebene, rein graphische Berechnungsmethode nach Prof. Wilh. *Ritter* wurde, wie bereits erwähnt, in der Folge auch für andere Gewölbe angewendet. Eine noch besonders bemerkenswerte spätere Anwendung derselben ist die Berechnung des 38 m weiten Gewölbes des Val-Verda-Viaduktes (No. 8 der Zusammenstellung), welches mit Rücksicht auf den Lauf einer Grundlawine stark unsymmetrisch, als steigendes Gewölbe, gebaut und auch als unsymmetrische Konstruktion berechnet wurde.

Wie bereits ausgeführt wurde, fand für die Berechnung des *48* m weiten Gewölbes des *Inn*-Viaduktes (No. 6) die von Prof. *Mörsch* vorgeschlagene Methode Anwendung. Nach derselben wird dem Gewölbe durch Probieren eine Form gegeben, deren Mittellinie sich mit der Stützlinie für Eigengewicht deckt. Zu den durch diese Stützlinie im Gewölbe erzeugten Randspannungen für *Eigengewicht* werden die entsprechenden, von einer *Ergänzungskraft He*, welche der *elastischen Einspannung* Rechnung trägt, herrührenden Randspannungen addiert. Die Berechnung des Einflusses der *Verkehrslasten* für *halbseitige* Belastung mit ungünstigster Lage der Einzellasten und für Belastung der *ganzen* Spannweite erfolgte nach der graphischen Form der Methode *Mörsch*, die sich ungefähr mit derjenigen von Prof. Wilh. *Ritter* deckt.

*Temperatur-* und *Bremskraft*spannungen wurden nach W. *Ritter* berechnet.

Da der Einfluss der *Verkehrslasten* bei einem grossen Gewölbe gegenüber der Beanspruchung desselben durch sein grosses *Eigengewicht* zurücktritt, so genügt es in der Regel vollkommen, für die Verkehrslast nur die ungünstigsten Fälle in Betracht zu ziehen, nämlich die *volle* und die *halbseitige* Belastung, wobei erstere die schwersten Lasten in die Nähe des Scheitels, bei letzterer noch etwas darüber hinaus, zu stellen sind.

Trotz dieser Vereinfachung gestaltet sich die vollständige Berechnung nach der einen oder andern der erwähnten Methoden, wenn dieselben auch sehr klar und übersichtlich sind, doch zu einer ziemlich zeitraubenden, zu welcher dem in der Praxis stehenden Ingenieur, der auf diesem Gebiet nicht gerade Spezialist ist, oft die nötige Zeit fehlt. Für solche Fälle und für rasche Orientierung empfiehlt sich eine abgekürzte, analytisch-graphische Methode, die von *Hugo Ritter* [4]) in der «Schweiz. Bauzeitung», März 1911, gegeben und welche vom Schreiber dieser Zeilen ergänzt und anhand eines konkreten Beispiels (Inn-Viadukt, Abb. 3) verdeutlicht wurde.

Die **Bauausführung der grösseren Gewölbe** der Rhätischen Bahnen erfolgte grundsätzlich in mehrern sog. «Ringen» (konzentrischen Schalen): Die Gewölbe von *25—30* m (ausnahmsweise auch solche von 18 und 20 m) wurden in *zwei*, die Gewölbe über *30* m (mit Ausnahme der Engadinerbrücken) in *drei* Ringen gemauert, die je an mehreren Stellen begonnen und geschlossen wurden. Von der üblichen Bauart, die Gewölbe bis zu 20 m von den Kämpfern

aus aufzumauern, unter Aufbringung einer Scheitelbelastung, und im Scheitel zu schliessen, wichen nur die Ausführung der 20-m-Gewölbe des Landwasser-Viaduktes ab, welche von vier Stellen aus gemauert und an drei Stellen geschlossen wurden, sowie diejenige der 18-m-Gewölbe des Sulsanna-Viaduktes bei Cinuskel (Bevers-Schuls), welche mit Rücksicht auf ein etwas leicht geratenes Lehrgerüst in zwei Ringen und von je vier Stellen aus gemauert werden mussten.

Das erstausgeführte der grössten Gewölbe der Rhätischen Bahnen, dasjenige der *Solisbrücke* (42 m), wurde in *drei gleichstarken* Ringen gemauert.

Das Ziel der Mauerung in Ringen ist bekanntlich die Reduktion der Dimensionierung der Lehrgerüste auf ein Minimum. Dabei wurde lange Zeit die Auffassung vertreten, das Lehrgerüst beteilige sich nach Schluss des ersten Ringes mit dem letztern an der Uebernahme der Last der weiteren Ringe in wesentlichem Masse. Schreiber dieser Zeilen ist von jeher dieser ebenso irrigen wie gefährlichen Auffassung entgegengetreten mit dem Hinweis auf die elastischen und vor allem die unelastischen Formänderungen (durch Setzen) des Lehrgerüstes während des Wölbens des ersten Ringes und eventuell nachträgliche Kontraktion desselben nach Schluss des ersten Ringes durch Austrocknen, welche Formänderungen zur Folge haben können, dass das Lehrgerüst überhaupt ganz entlastet wird und erst nach Bruch des ersten Ringes unter Ueberbelastung durch die übrigen Ringe wieder belastet, unter Umständen überlastet würde. Diese Auffassung bewog den Schreibenden, den *ersten* Ring des grossen Gewölbes des Wiesner-Viaduktes (55 m) so zu dimensionieren, dass derselbe *ganz allein* ausser seinem eigenen Gewicht noch das Gewicht des zweiten Ringes bis zu dessen Schluss zu tragen imstande sei. Diese Dimensionierung erfolgte, mit Rücksicht auf die Subtilität dieser Konstruktion, auf Grund einer genauen Berechnung nach der Elasitzitätstheorie. Dabei ergab sich ein Verhältnis der Scheitelstärke dieses Ringes zur Scheitelstärke des ganzen Gewölbes von 1 : 2,25. Eine nachträglich gefundene, merkwürdige Uebereinstimmung des gleichen Verhältnisses bei den drei klassischen französischen Bogenbrücken von Lavaur, Antoinette und Castelet mit 61,5, 50 und 41,2 m Spannweite liess die Vermutung aufkommen, dass auch dort ähnliche Forderungen für die Dimensionierung des ersten Ringes aufgestellt wurden. Die betreffenden Verhältnisse betragen bei Lavaur I : 2,45, Antoinette I : 2,25 und Castelet I : 2,50; diese zufällige Uebereinstimmung ist um so merkwürdiger, als dort die stärkere Dimensionierung des ersten Ringes lediglich gefühlsmässig erfolgte, wie der berühmte Erbauer dieser damals grössten Gewölbe, Prof. *Séjourné*, in Paris, dem Verfasser dieser Zeilen (1909) auf ausdrückliches Befragen persönlich erklärt und dabei mitgeteilt hat, dass bis dahin in Frankreich eine Anwendung der Elastizitätstheorie bei der Berechnung grosser Gewölbe nicht stattfand!

Die *Verzahnung* der bei allen grössern Gewölben der Rhätischen Bahnen mit Ausnahme desjenigen des Wiesener Viaduktes in *Schicht*steinmauerwerk ausgeführten Ringe und das *Zusammenmauern* derselben bot keine geringen Schwierigkeiten. (Dieselben gaben Anlass dazu, bei den vier Gewölben der Engadinerlinie mit über 30 m Spannweite vom Grundsatz der Ausführung in drei Ringen abzuweichen und eine stärkere Dimensionierung der Lehrgerüste in Kauf zu nehmen, um eine Ausführung in *zwei* Ringen zu ermöglichen. Aber auch hier wurde die Stärke des 1. Ringes nach dem obengenannten Grundsatze und auf Grund einer Berechnung nach der Elastizitätstheorie bestimmt.) Die Unklarheit, die hinsichtlich der Verteilung der Gesamtlast auf die einzelnen Ringe, hauptsächlich beim Schliessen eines Ringes vor Beginn der Aufmauerung des nächstfolgenden Ringes, bestand, veranlasste den Verfasser, für den Bau des Wiesner Gewölbes ein Programm aufzustellen und durchzuführen, welches diese Unklarheit möglichst ausschaltete, *indem sowohl die einzelnen Ringe, wie auch das ganze Gewölbe, erst vollständig geschlossen wurden, nachdem ihre endgültige Deformation unter der Eigenlast in der Hauptsache eingetreten war.* Das auf Grund dieser Ueberlegung genau durchdachte Ausführungsprogramm ist in der Folge für die Ausführung grosser Steingewölbe typisch geworden und hat in erster Linie beim Bau aller später ausgeführten grossen Gewölbe der Rhätischen Bahnen sinngemässe Anwendung gefunden, weshalb es im folgenden nochmals kurz dargestellt sein möge. Vorgängig dieser Darstellung sei jedoch noch an die besonderen Verhältnisse, die sich bei der Ausführung des Wiesener Gewölbes hinsichtlich der Baumaterialien ergaben, erinnert.

Bei der Steingewinnung zeigte es sich immer mehr, dass der Muschelkalk in den Brüchen neben dem Viadukt sich für die Herstellung von Spitz- und Schichtsteinen wenig eigne und diese nur bei einer bedeutenden Erweiterung der Brüche gewonnen werden könnten, was die Möglichkeit der rechtzeitigen Vollendung des Viaduktes in Frage gestellt hätte. Man entschloss sich daher, der Unternehmung entgegenzukommen und für die Gewölbe, mit Ausnahme der Gewölbestirnen, die Verwendung von Betonsteinen zuzulassen. Für die Herstellung dieser Betonsteine stand ein Sand- und Kiesmaterial von tadelloser Qualität zur Verfügung. Der verwendete Portlandzement ergab eine mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen von 426 kg/cm$^2$. Für die Betonsteine des grossen Gewölbes von 55 m Weite wurde ein Mischungsverhältnis von 300 kg Zement, 0,550 m$^3$ Sand und 1 m$^3$ Kies, für diejenigen der Gewölbe von 20 m Weite 250 kg Zement, 0,450 m$^3$ Sand und 1 m$^3$ Kies vorgeschrieben. Die Mischung erfolgte von Hand. Der Beton wurde in Holzformen sorgfältig eingestampft und sofort mit nassen Tüchern bedeckt. Die Betonsteine durften erst nach einer feuchten Lagerung von zwei Monaten verwendet werden.

Die Dimensionen der Betonsteine, die parallelepipedische Form haben, wurden mit Rücksicht auf die Handlichkeit zu 50 × 25 cm Lagerfläche und 15, 17, 19, 21 und 25 cm Stärke gewählt. Die verschiedenen Steinstärken waren notwendig zum Ausgleich mit den etwas verschieden dicken Stirnsteinen. Mit Würfeln aus dem für diese Gewölbesteine verwendeten Beton sind zahlreiche Festigkeitsproben in Zürich gemacht worden, die mittlere Festigkeiten von 240 kg/cm$^2$ nach 8 Tagen bis 480 kg/cm$^2$ nach 240 Tagen ergaben. Die Betonsteine gestatteten einen sehr guten Verband und erfordern infolge ihrer regelmässigen Form ein sehr geringes Quantum von Fugenmörtel, so dass mit denselben ein sehr gutes, demjenigen mit Schichtsteinen fast gleichwertiges Gewölbemauerwerk erzielt wurde.

Das Gewölbe wurde bis zu einem Neigungswinkel der Fuge von 35° zur Horizontalen voll gemauert, von dort an in drei Ringen. Die lamellenweise Mauerung des ersten und zweiten Ringes

erfolgte von sechs Stellen aus und wurde an fünf Stellen geschlossen. Der dritte Ring wurde von unten aus gleichmässig aufgemauert und am Scheitel geschlossen. Um schädlichen Folgen einer allfälligen Deformation des Lehrgerüstes während des Wölbens vorzubeugen, wurden, entsprechend den Knotenpunkten des Gerüstes, die Fugen bei 44½°, 67½° und 90° bis nach Schluss des ersten Ringes, diejenigen bei 35°, 56½° und 78° bis nach Schluss des zweiten Ringes und eine Fuge im äusseren Gewölbedrittel bei 26° bis nach Schluss des dritten Ringes offen gelassen. Hierfür wurden mit Rücksicht auf die kleinen Betonsteine, statt der sonst gebräuchlichen Keile, hier *erstmals Zementmörtelrippen* von 6—7 cm Breite in Abständen von 18 cm angewendet (Abb. 4). In der Gewölbestirne trat an Stelle der Mörtelrippen eine Leiste aus Tannenholz, die man später ausgemeisselt und durch Zementmörtel ersetzt hat. Die offenen Fugen wurden mit Zementmörtel von der Konsistenz feuchter Gartenerde ausgestopft. Die Gewölbemauerung der grossen Oeffnung erfolgte in der Zeit vom 6. August bis 10. Oktober 1908 in folgender Reihenfolge:

1. Aufmauern des vollen Gewölbes bis zur Fuge 35° unter Offenlassen der Fuge bei 26° im äussern Drittel, in 16 Tagen;
2. Aufmauern des ersten Ringes von den Punkten 35°, 56½° und 78° aus, unter Offenlassen der Fugen bei 35°, 44½°, 56½°, 67½°, 78° und 90°, in 8½ Tagen;
3. Schliessen der Fugen bei 90°, 57½° und 44½°, in 2 Tagen;
4. Aufmauern des zweiten Ringes von 35°, 56½° und 78° aus, unter Offenlassen der Fugen bei 35°, 56½° und 78°, in 13 Tagen;
5. Schliessen der Fugen 35°, 56½° und 78° des ersten und zweiten Ringes, in 1 Tag;
6. Aufmauern des dritten Ringes gleichmässig von 35° aus, in 16 Tagen, dann Schluss der Fuge
7. Lüften des Gerüstes um 8 cm, 40 Tage nach Schluss des ersten Ringes und sofortiger Beginn des Aufmauerns des Ueberbaues.

Das Lüften des Lehrgerüstes erfolgte in sehr vorsichtiger Weise, indem an jeden der 24 Sandtöpfe und 16 Keile je ein Mann mit einem Massstab gestellt wurde, um auf allen diesen Punkten auf gegebene Signale hin eine gleichmässige Senkung um je ½ cm, dann um 1, 2 und 3 cm zu erzielen. Nach dem Aufmauern des ersten Ringes betrug die Einsenkung im Scheitel des um 10 cm überhöhten Lehrgerüstes 102 mm. *Nach Schluss des ersten Ringes hat weder während des Aufmauerns des zweiten und dritten Ringes, noch beim Lüften des Gerüstes irgendwelche weitere Senkung des Gewölbescheitels stattgefunden!* Auch die Messung der Weite der offenen Fugen mit einem Messkeil während der Aufmauerung des zweiten Ringes ergab keinerlei Bewegung des ersten Ringes nach Schluss desselben. Einzig bei der Drittelsfuge 26° liess sich ein Oeffnen um etwa einen halben Millimeter konstatieren. Ueber das Lehrgerüst selbst orientieren die Ausführungen des Verfassers dieser Monographie in der «Schweiz. Bauzeitung», 1909, Bd. LIII, Seite 338 ff. Es sei hier nur erwähnt, dass für das verwendete Tannenholz mit einer Biegungsspannung von *60* kg/cm² und einer Knicksicherheit von *10* gerechnet wurde. Die grösste, rechnerisch auftretende Querschnittsspannung beträgt *21,5* kg/cm² (Stirndruck).

Das von dem verdienstvollen Leiter und Mitteilhaber der Unternehmungen — in deren Vertragsstrecken die Solisbrücke und der Wiesener-Viadukt lagen, Oberingenieur Giovanni *Marasi*, der diese beiden Brücken für seine Unternehmungen ausführte — projektierte und von dem bekannten Gerüstbauer *Coray* ausgeführte Lehrgerüst des Wiesener-Viaduktes, ist eine ins Grössere übersetzte, kühne Anwendung des von Oberingenieur Marasi mit dem Lehrgerüst der Solisbrücke geschaffenen Konsolentyps, welche beim Bau grosser Brücken der letzten Jahre wiederholt Nachbildung erfuhr.

Ein ähnliches Verhalten wie das grosse Gewölbe des Wiesner-Viaduktes zeigten die nach den gleichen Grundsätzen später ausgeführten grossen Gewölbe der Rhätischen Bahnen: Nach Schluss des ersten Ringes traten keine Setzungen desselben oder des ganzen Gewölbes mehr ein, im Gegensatz zur Solisbrücke, bei welcher nach Schluss des ganzen Gewölbes noch Setzungen von *2* mm im Scheitel und *10* mm in der Bruchfuge konstatiert wurde. Der Verfasser glaubt, den genannten Erfolg, der beim Wiesener-Viadukt erstmals und bei den grossen Gewölben der Engadinerlinie wiederum angewandten Methode der Ausführung des Gewölbes zuschreiben zu dürfen!

Die Beobachtung eventueller Scheitelbewegungen erfolgte beim Wiesener Viadukt von auf Fels fundierten Betonpfeilern aus mit Repetitionstheodolithen. Sie erstreckte sich auf das Verhalten des Gewölbes unter dem Einfluss der Verkehrslast, und zwar sowohl auf *vertikale*, als auch auf *seitliche* Bewegungen. Aber auch ein seitliches Vibrieren konnte, trotz der *sehr geringen Breite* der Brücke im Verhältnis zu deren Höhe, ebensowenig wahrgenommen werden, wie irgendwelche vertikale Bewegung!

Ein Vierteljahrhundert (im Mittel, 40 Jahre bei den ältesten, 13 Jahre bei den jüngsten Linien) ist über die Steinbrücken der Rhätischen Bahnen dahingegangen. Wenn auch diese Zeitspanne für Massivbauten eine unbedeutende ist, so darf doch wohl heute die Frage nach deren Verhalten gestellt werden. Man wird sich aber nicht wundern, dass die Beantwortung dieser Frage durch den Direktor der Rhätischen Bahnen, Herrn Ingenieur *Bener*, und deren Oberingenieur, Herrn Ingenieur *Bernasconi*, sehr günstig, nämlich dahingehend lautet, dass sich bis heute bei keiner steinernen Brücke der Rhätischen Bahnen irgendwelche Defekte zeigten und dass dieselben unverändert und genau so dastehen, wie unmittelbar nach der Bauausführung!

Den Verfasser drängt es, hier Anlass zu nehmen, das Andenken Oberingenieur *F. Hennings'*, des Führers und Erziehers seiner jungen Ingenieure, und Oberingenieur *P. Saluz'*, seines zutrauensvollen Vorgesetzten beim Bau der Linien Davos-Filisur und Bevers-Schuls, dankbar zu ehren, und Herrn Oberingenieur *Gustav Zollinger*, s. Z. Sektionsingenieur der Sektion Thusis-Stuls, seinen direkten Vorgesetzten von der Albulabahn, für die Vermittlung reicher, praktischer Kenntnisse und Erfahrungen seines steten Dankes zu versichern. *Hs. St.*

**Anmerkungen:**

[1]) Ueber diese, von Oberingenieur *Hennings* strikte geforderten Bauplatzproben hat sich der Verfasser an anderer Stelle geäussert (siehe Diskussionsbericht No. 10 der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich).

[2]) «Schweiz. Bauzeitung», 1909, Bd. LIII, Seite 345 u. ff.

[3]) *C. Guidi*, «Lezioni sulle scienze delle Costruzioni», Vol. IV, 3a Ediz. 1905; siehe auch «Schweiz. Bauzeitung» 1926, Bd. 87, Seite 10.

[4]) Schweiz. Ingenieur-Kalender 1912—1919, Kapitel Brückenbau, 1. Steinerne Brücken, von Ing. *H. Studer*.

Dieses Verfahren lehnt sich mit Bezug auf die Berechnung der Eigengewichtsspannungen an das erwähnte, von Prof. *Mörsch* vorgeschlagene Verfahren an. Der Gang dieser *sehr abgekürzten* Berechnung ist, kurz gefasst, der folgende:

I. Bestimmung der Gewölbeform für Eigengewichts-Stützlinie (wie oben erwähnt).

II. Bestimmung des Schwerpunktes der «elastischen» Gewichte $\frac{\triangle s}{E.\,J.}$ (wobei $E = 1$ gesetzt werden kann) der einzelnen Balkenelemente ($J$ = Trägheitsmoment des mittleren Querschnittes des Elements $\frac{b \cdot d^3}{12}$).

Sodann berechnet man aus

$$i_2^2 = \frac{\Sigma\left(\frac{\triangle s}{b \cdot d^3} \cdot y_s^2\right)}{\Sigma\left(\frac{\triangle s}{b \cdot d^3}\right)} \text{ und } i_1^2 = \frac{\Sigma\left(\frac{\triangle s}{b \cdot d^3} \cdot x_s^2\right)}{\Sigma\left(\frac{s\triangle}{b \cdot d^3}\right)}$$

die Halbachsen $i_2$ und $i_1$ der Elastizitätsellipse des ganzen Bogens oder berechnet die $i_2^2$ und $i_1^2$ graphisch.

III. Nunmehr folgt die Bestimmung der *innern Spannungen*, und zwar für

A. *Eigengewicht.* 1. Man wählt $r$, den konstanten Abstand der Hilfsdrucklinie beliebig und berechnet hierzu den konstanten Abstand $b_r$ des Antipols $a_r$ der Hilfsdrucklinie vom Schwerpunkt der Elemente aus:

$$r = \frac{i^2}{b_r}$$

2. Man misst die Ordinaten $y'_{ar}$ dieser Antipole $a_r$, bezogen auf die Bogensehne und berechnet aus

$$y_{Ar} = \frac{\Sigma\left(R \cdot y'a_r \cdot \frac{\triangle s}{b \cdot d^3}\right)}{\Sigma\left(R \cdot \frac{\triangle s}{b \cdot d^3}\right)}$$

die Lage des Antipols $A_r$, dessen Antipolare die zu $r$ gehörige Hilfslage der Ergänzungskraft $He_{Eig.}$ für Eigengewicht ergibt.

3. Aus $y_S - y_{Ar} = m_r$ und $a_r = \frac{i_2^2}{m_r}$ findet man $a_l$ und schliesslich als:

4. $$\underline{He_{Eig}} = \frac{r \cdot \Sigma\left(R \cdot \frac{\triangle s}{b \cdot d^3}\right)}{a_r \cdot \Sigma\left(\frac{\triangle s}{b \cdot d^3}\right)}$$

die Grösse dieser Kraft, d. h. der Ergänzungskraft zu der in die Bogenmittellinie verlegten Hilfsdrucklinie für Eigengewicht.

5. Aus $\sigma_o = \frac{R}{F} \pm \frac{He_{Eig} \cdot y_o}{F \cdot K}$ und $\sigma_u = \frac{R}{F} \pm \frac{He_{Eig} \cdot y_u}{F \cdot K}$ ergeben sich die Randspannungen für das Eigengewicht.

B. *Zufällige Last.* 1. Man setzt die äusseren Kräfte zu irgendeiner Drucklinie zusammen und bestimmt die Antipole $a$ zu den Normalkomponenten der einzelnen Resultierenden = Seilseiten, mit Bezug auf die Elastizitätsellipsen der Elemente.

2. In gleicher Weise wie oben bestimmt man:

$$y_A = \frac{\Sigma\left(R \cdot r \cdot y'_a \frac{\triangle}{b \cdot d^3}\right)}{\Sigma\left(R \cdot r \frac{\triangle s}{b \cdot d^3}\right)} \text{ ($r$ ist variabel)}$$

ferner analog $X_A$ und

3. $a = \frac{i^2}{m}$, konstruiert hieraus die Antipolare zu $A$ mit Bezug auf die Elastizitätsellipse des ganzen Bogens.

4. Schliesslich ergibt sich $$\underline{He_{Zuf.}} = \frac{\Sigma\left(R \cdot r \cdot \frac{\triangle s}{b \cdot d^3}\right)}{h \cdot \Sigma\left(\frac{\triangle s}{b \cdot d^3}\right)}$$

5. $He_{Zuf.}$, die Ergänzungskraft zur gewählten Hilfsdrucklinie für die zufälligen Lasten, trägt man im zugehörigen Hilfskrafteck «negativ» auf und erhält so den Pol $O$ des «wirklichen» Kraftecks, welches die wirkliche oder «elastische» Drucklinie der zufälligen Kräfte ergibt.

6. Schliesslich rechnet man aus dieser Drucklinie die Randspannungen nach den Kernformeln:

$$\sigma_o = \frac{R \cdot r_o}{F \cdot k} \text{ und } \sigma_u = \frac{R \cdot r_u}{F \cdot k}$$

wobei die $R$ die Seiten der «elastischen» Drucklinie, $r_o$ deren Abstände von den *untern*, $r_u$ deren Abstände von den *obern* Kernpunkten bedeuten.

Es genügt in den meisten Fällen, als Verkehrsbelastung die *volle* und die *halbseitige* Bedeckung der Spannweite durch die zufälligen Listen in Betracht zu ziehen.

C. *Temperatur.*

$$\text{Temperaturkraft } T = \frac{E \cdot a \cdot t \cdot l}{g \cdot i_2^2},$$

wobei $E$ = Elastizitätsmodul, $a$ = Ausdehnungskoeffizient, $t$ = Betrag der Temperaturschwankung in Graden, $l$ = Spannweite, $g = \Sigma \triangle g$ (elastische Gewichte), $i_2$ = kleine Halbachse der Elastizitätsellipse des ganzen Bogens.

Die Randspannungen bestimmt man nach der Kernformel.

D. *Bremskraft.* Deren Spannungen berechnet man für sich allein analog denjenigen für die zufälligen Lasten oder man fügt die Bremskraft in das Krafteck für volle oder halbseitige Verkehrslast ein.

E. *Wind schief.* Man zerlegt die Windkraft in zwei Komponenten *parallel* und *senkrecht* zur Bahn. Die Parallelkomponente behandelt man wie die Bremskraft.

F. *Wind senkrecht.*

G. *Fliehkraft.* Man bestimmt deren Momente mit Bezug auf die Fundamentfläche und die gefährlichen Querschnitte der Pfeiler, event. auch noch für die Auflagerquerschnitte des Gewölbes und berechnet aus denselben die Spannungen mittels Zentralkern und Zentralellipse dieser Querschnitte.

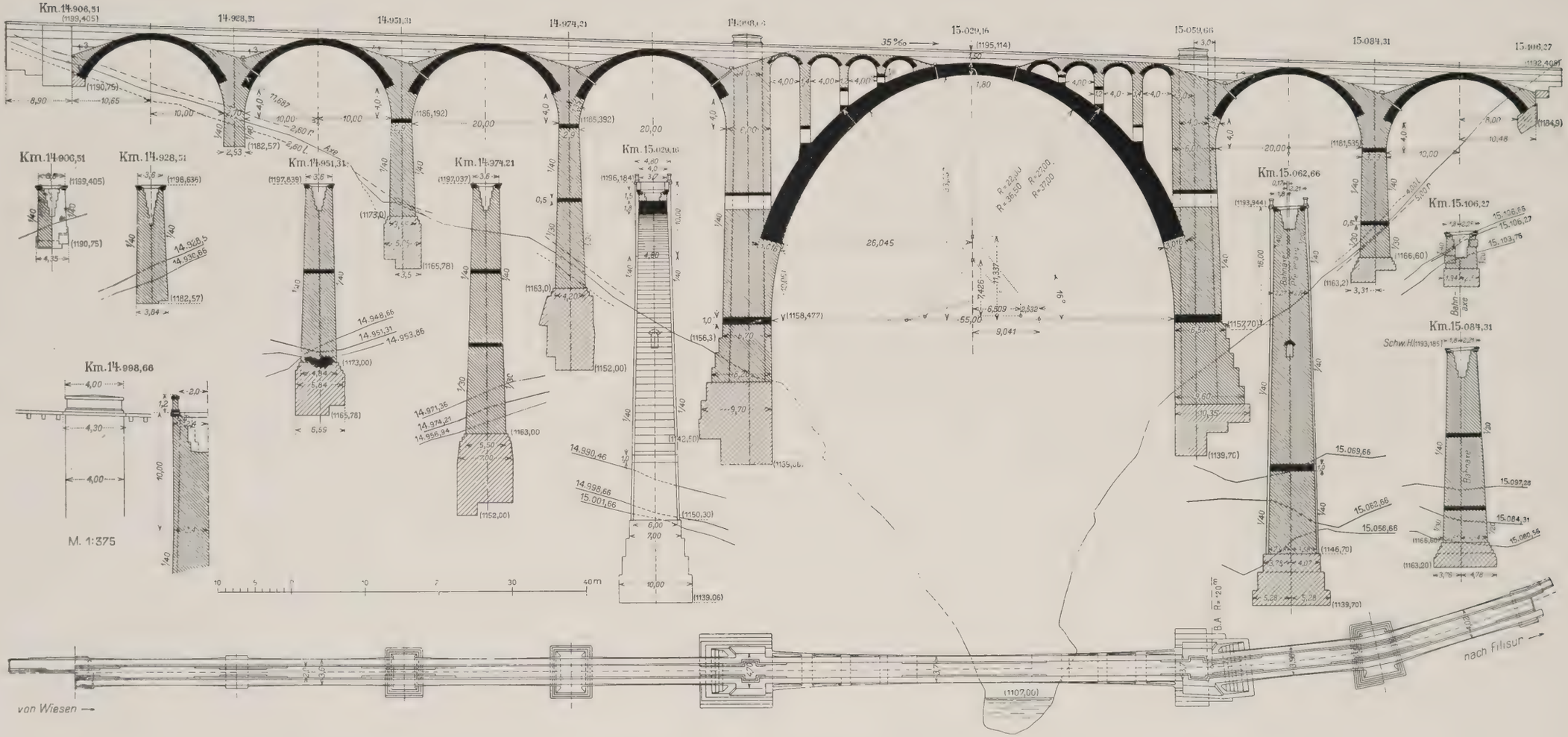



Abb. 1. Draufsicht, Längs- und Querschnitte des Mauerwerkkörpers des Wiesener Viaduktes. Masstab 1:750.

# Wiesener Viadukt

Statische Untersuchung
des grossen Bogens
auf Grund
der Elastizitätstheorie.

Massstab 1 250

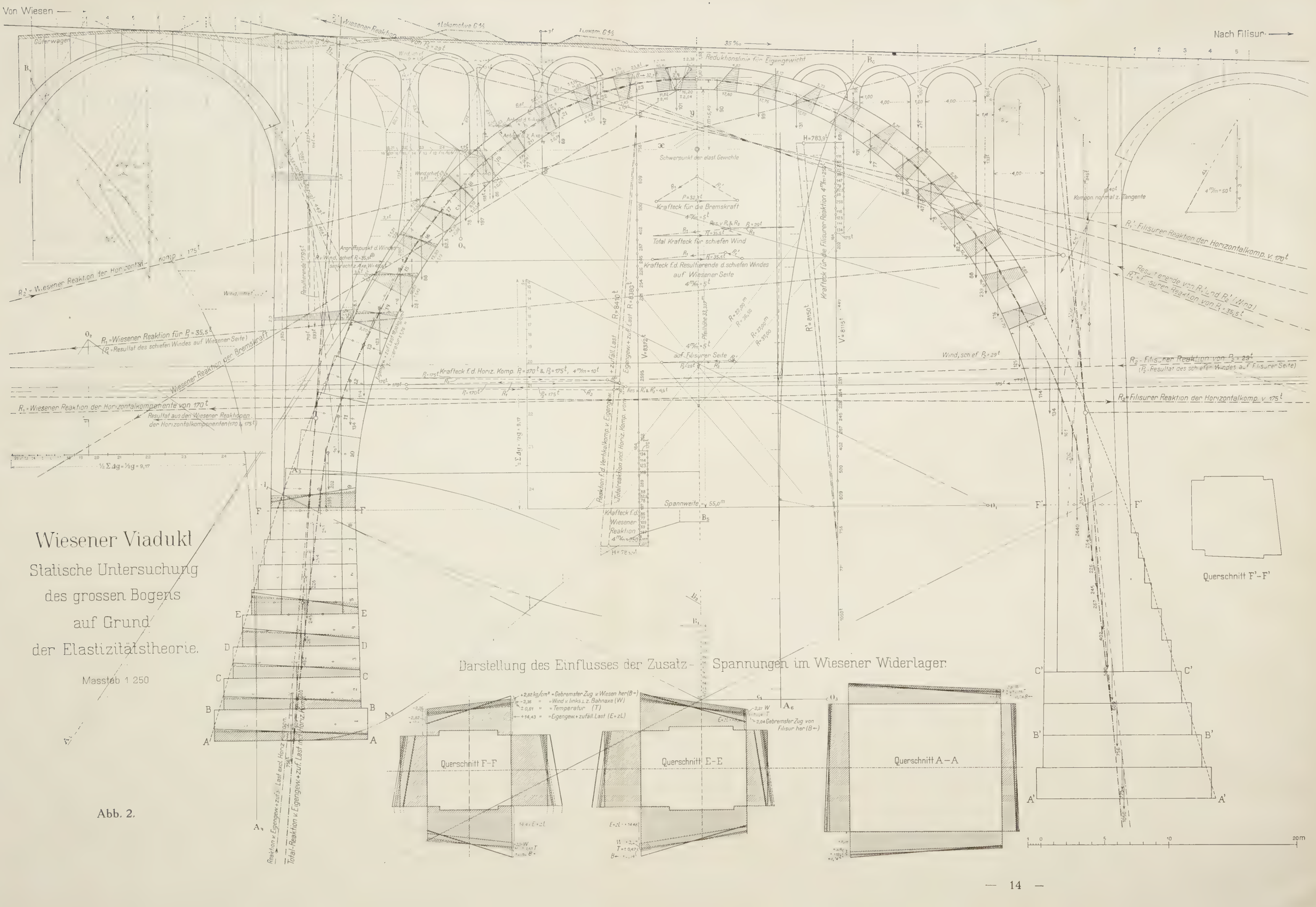



Abb. 2.

20 m

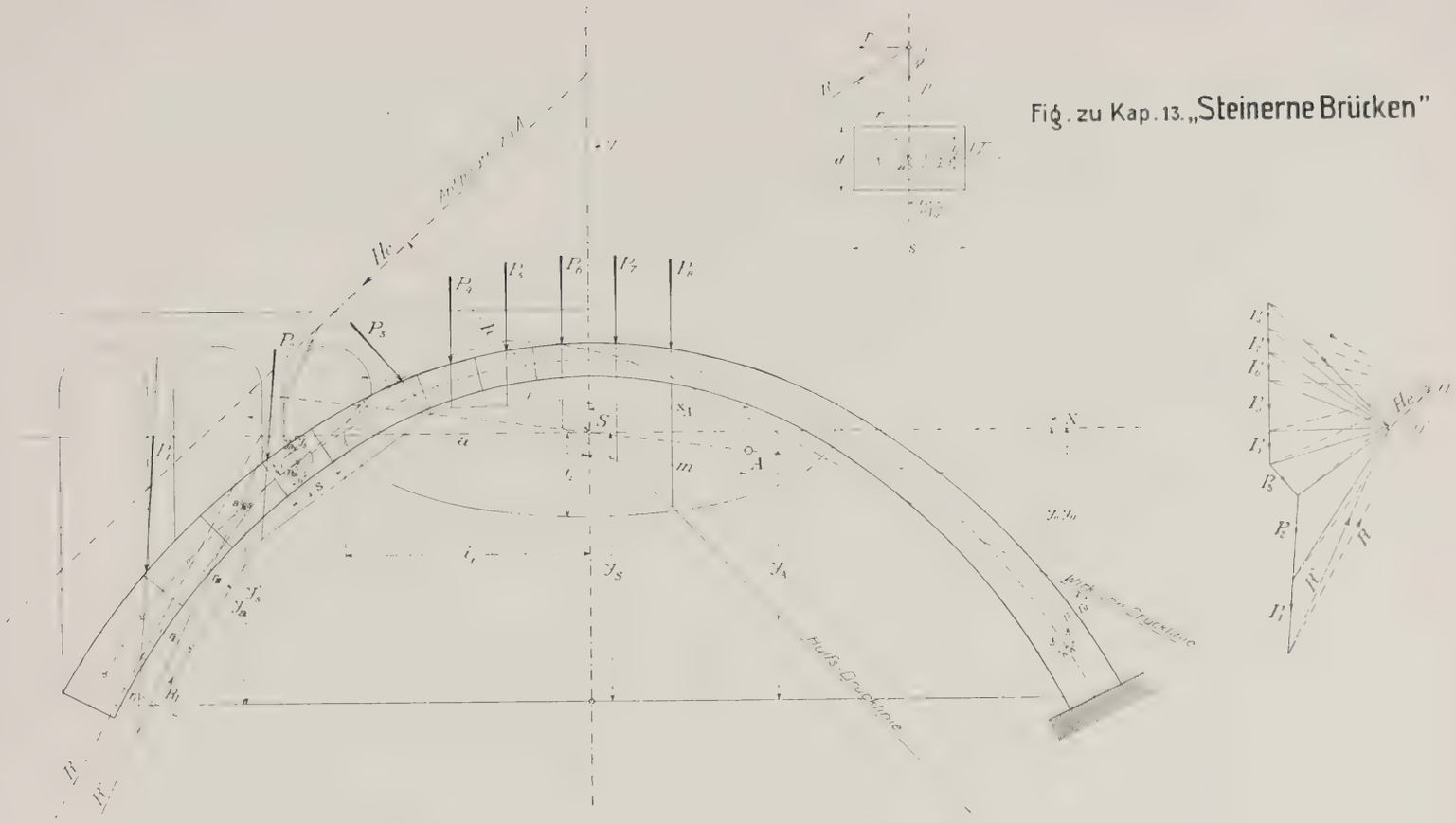


Abb. 3.

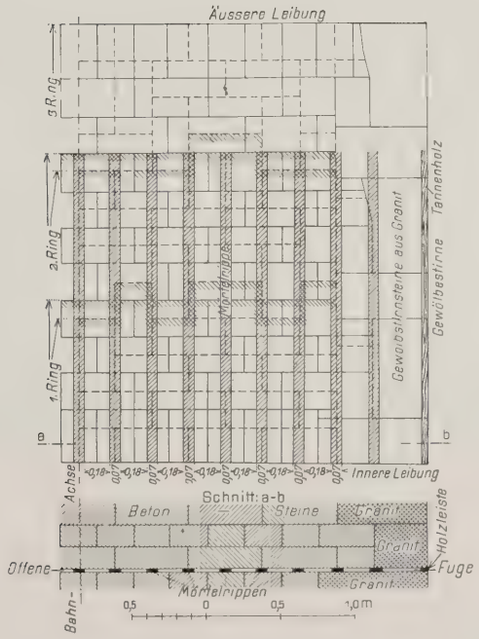



Abb. 4. Fugeneinteilung des grossen Gewölbes. Masstab 1 : 50.

Phot. Wehrliverlag, Kilchberg-Zürich.

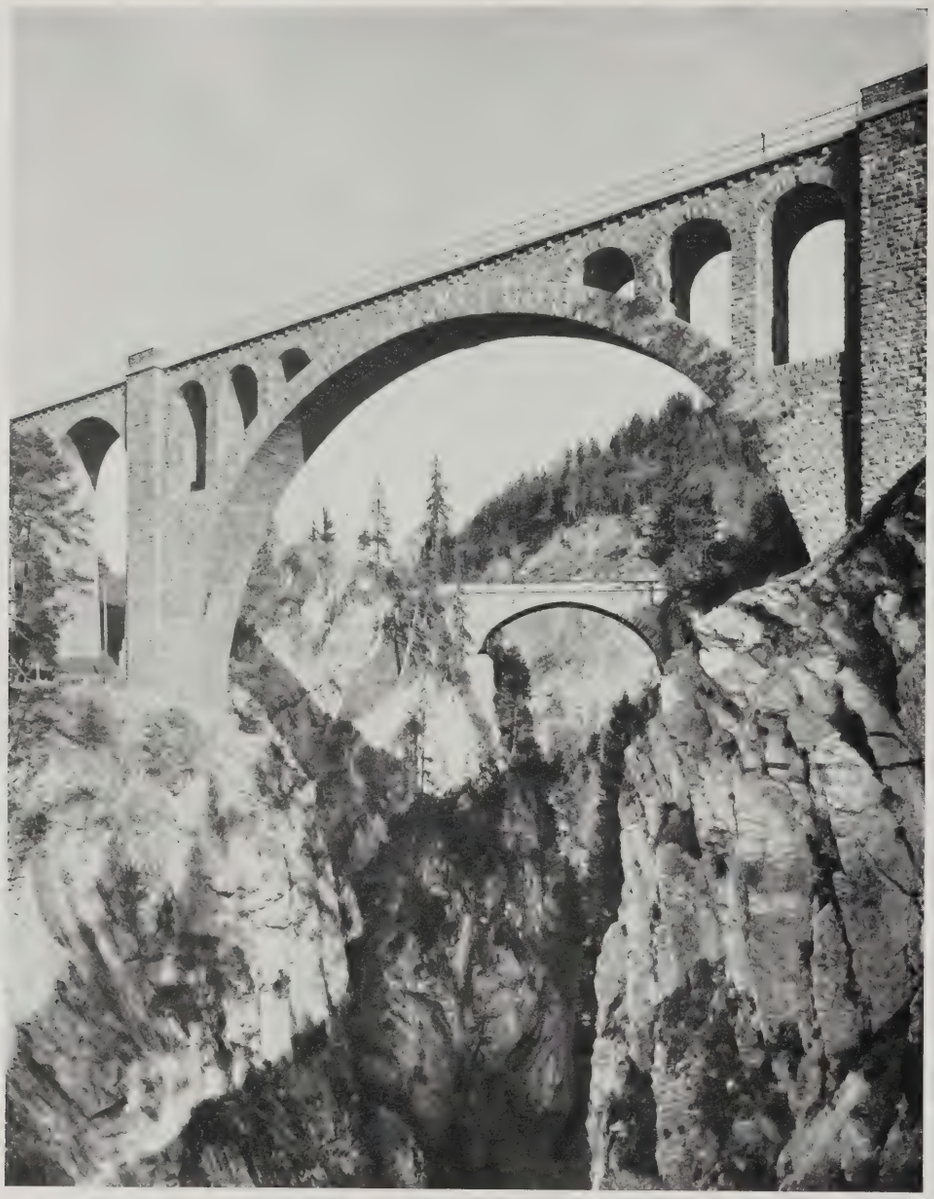
Solis

Albula-Bahn.

Grosse Oeffnung: 42 m. 6 Oeffnungen zu 10 m. 4 Oeffnungen zu 8 m.

Phot. Reinhardt, Chur.

Solis
Albula-Bahn.
Mauerung des 1. Ringes.



Phot. Wehrliverlag, Kilchberg-Zürich.

Solis
Albula-Bahn.

Phot. Wehrliverlag, Kilchberg-Zürich.

Solis
Albula-Bahn.

Phot. Chr. Meisser, Zürich.

Landwasser
Albula-Bahn.
5 Öffnungen zu 20 m. (Bahn-Kurve R = 100 m)

Phot. Wehrliverlag Kilchberg-Zch.

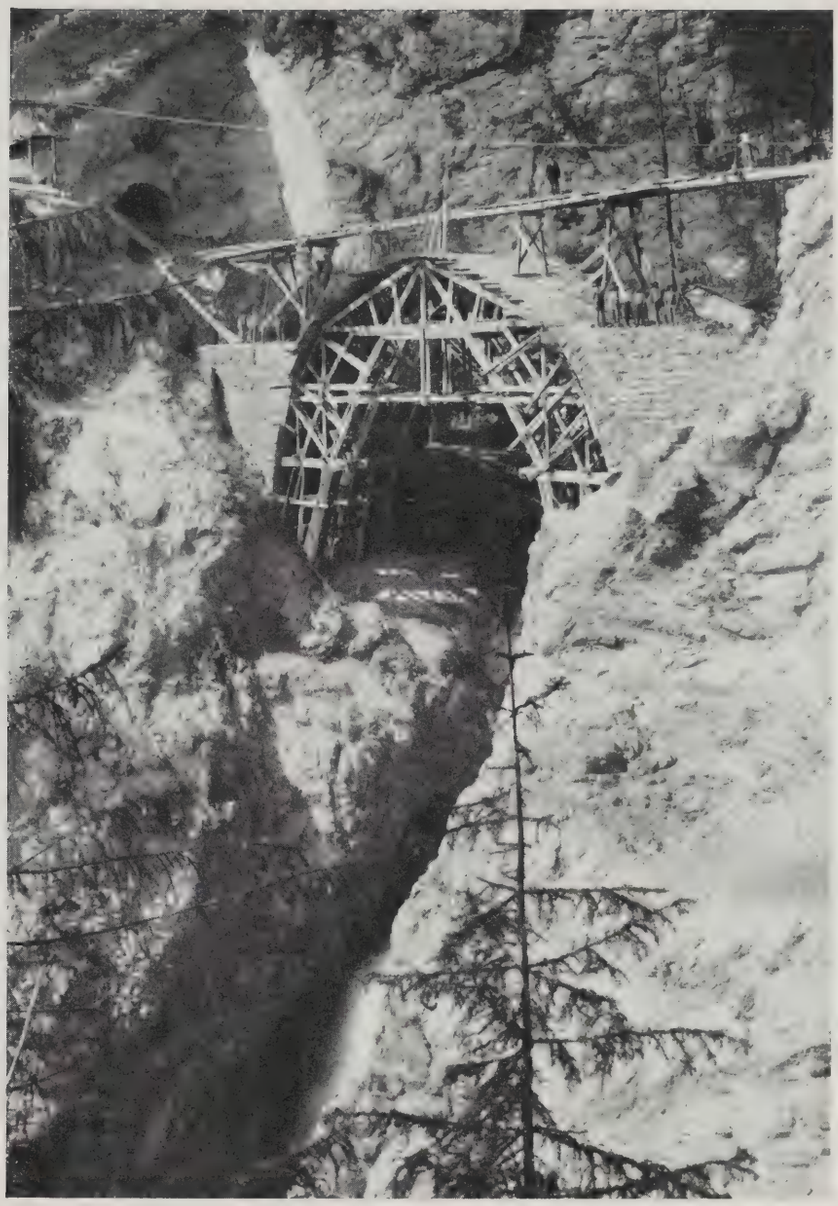
Landwasser
Albula-Bahn.

Phot. Wehrliverlag, Kichberg-Zch.

Landwasser
Albula-Bahn.

Phot. Feuerstein, Schuls.

Val Tantermozza
Bevers-Schuls-Engadin.
**3 Öffnungen zu 25 m.**



Phot. Reinhardt, Chur.

Stulser-Tobel I
Albula-Bahn
1 Öffnung zu 25 m.

Phot. Wehrliverlag, Kilchberg-Zch.

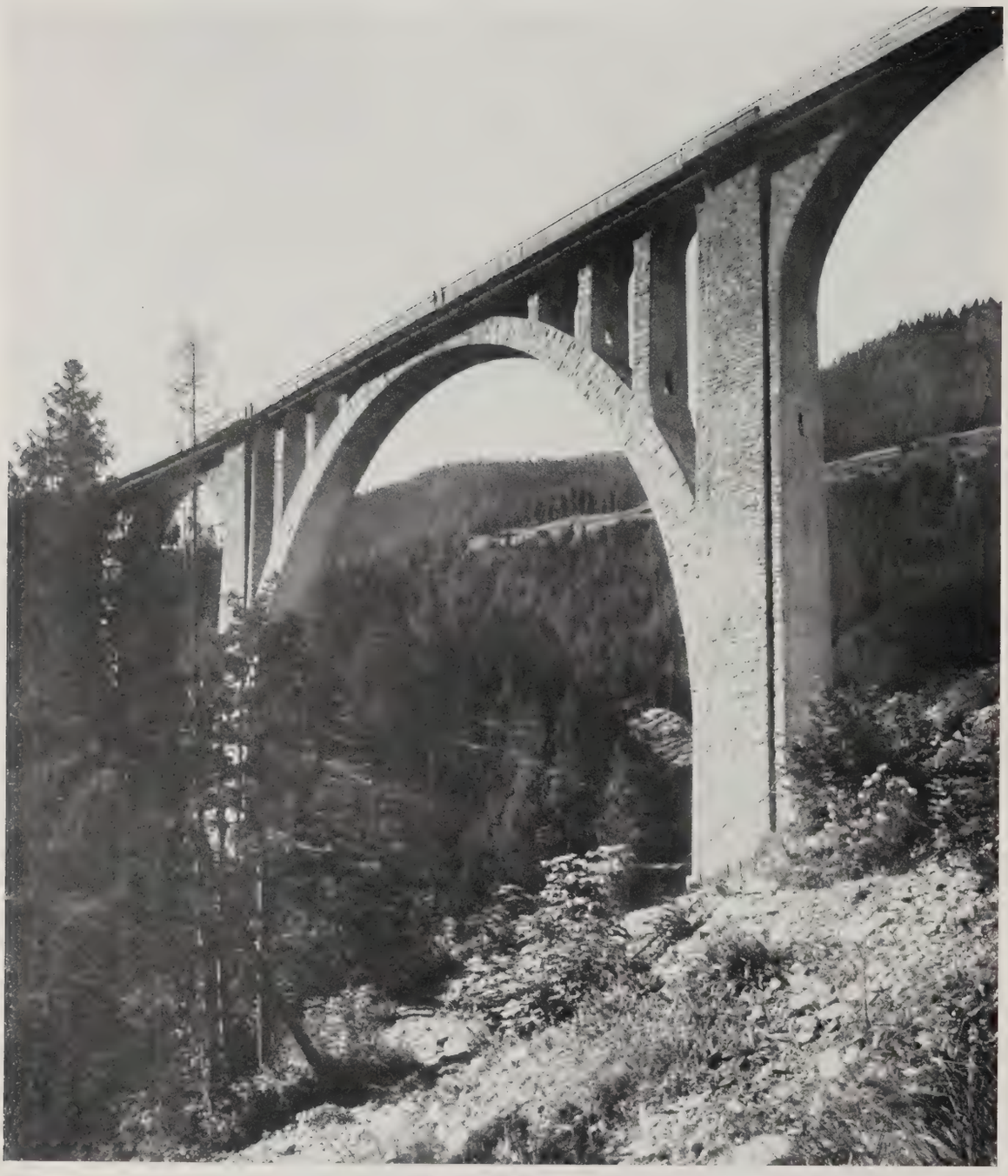
Albula
Bergün-Preda, Albula-Bahn.
3 Öffnungen zu 20 m.
5 „ „ 10 „

Phot. Ing. W. Dietschy ,Wiesen.

Wiesen
Davos-Filisur
Grosse Öffnung: 55 m (Mauerung des 1. Ringes). 6 Öffnungen zu 20 m.

Phot. Ing. W. Dietschy, Wiesen.

Brombenz
Davos-Filisur
Grosse Öffnung: 30 m.



Phot. Meerkämper, Davos.

Wiesen
Davos-Filisur.

Phot. Meerkämper, Davos.

Wiesen
Davos-Filisur.

Phot. Ing. W. Dietschy, Wiesen.

Wiesen
Davos-Filisur.

Phot. Wehrliverlag, Kilchberg-Zürich.

Rusein.
Reichenau-Disentis.
4 Öffnungen zu 25 m.

Inn
Bevers-Schuls.
Grosse Öffnung zu 48 m.
6 Öffnungen „ 8 „

Phot. Wehrliverlag, Kilchberg-Zürich.

Inn.
Bevers-Schuls.

Phot. Feuerstein, Schuls.

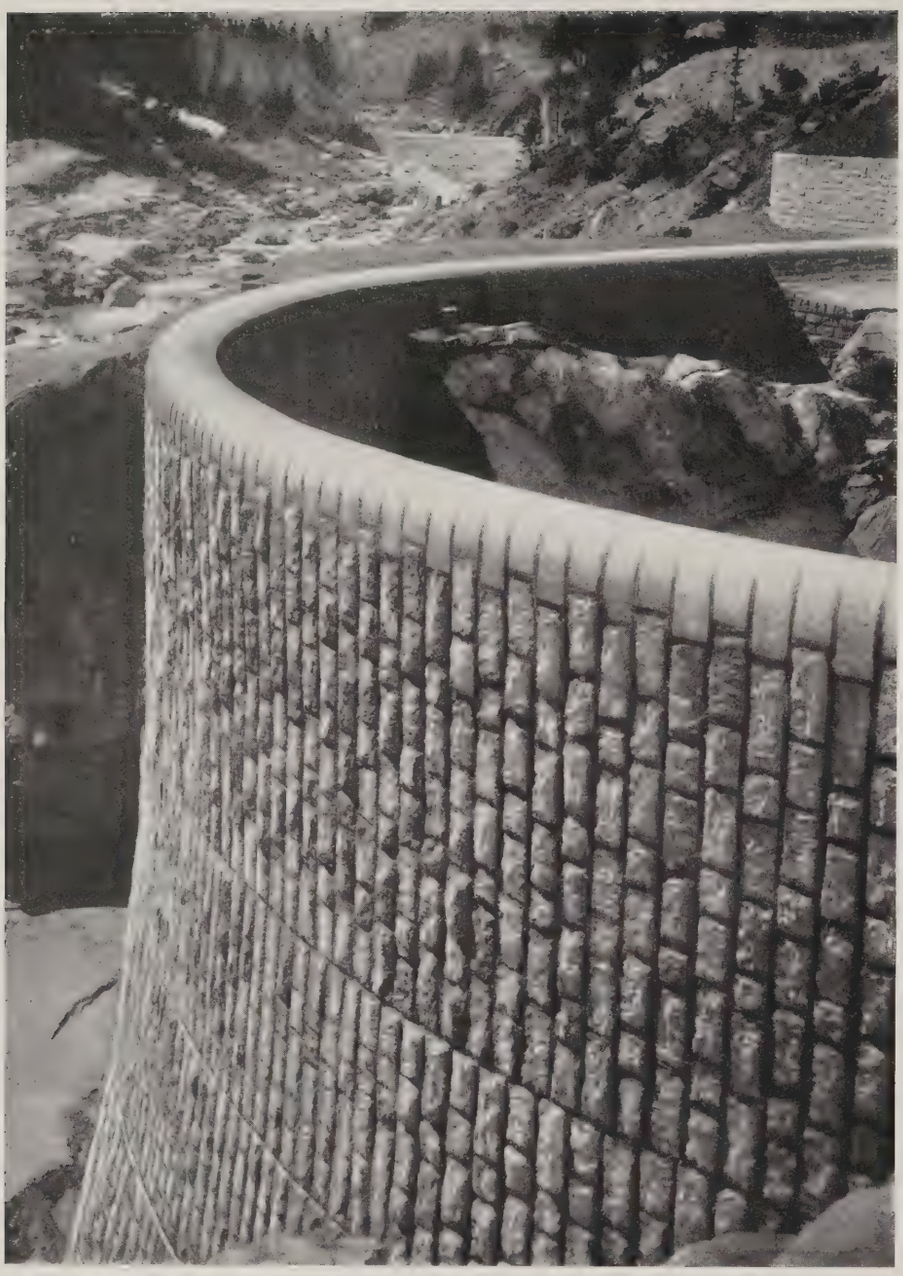
Val Mela.
Bevers-Schuls, Engadin.
Grosse Öffnung 39 m; 5 Öffnungen zu 5 m.

Val-Verda. Phot. Feuerstein, Schuls.
Bevers-Schuls, Engadin.
Grosse Oeffnung: 37,5 m, steigendes Gewölbe.
(im Mittelgrund: Prov. Hängebrücke über den Inn, 178 m Spannweite).

Val Schüra. Phot. Feuerstein. Schuls.
Bevers-Schuls, Engadin.
Grosse Oeffnung: 30 m. 4 Oeffnungen zu 6 m.

Val Tuoi. Phot. Feuerstein, Schuls.
Bevers-Schuls, Engadin.
Grosse Oeffnung: 47,7 m. 6 Oeffnungen zu 8 m.

Val Püzza. Phot. Feuerstein, Schuls.
Bevers-Schuls, Engadin.
4 Oeffnungen zu 27 m.



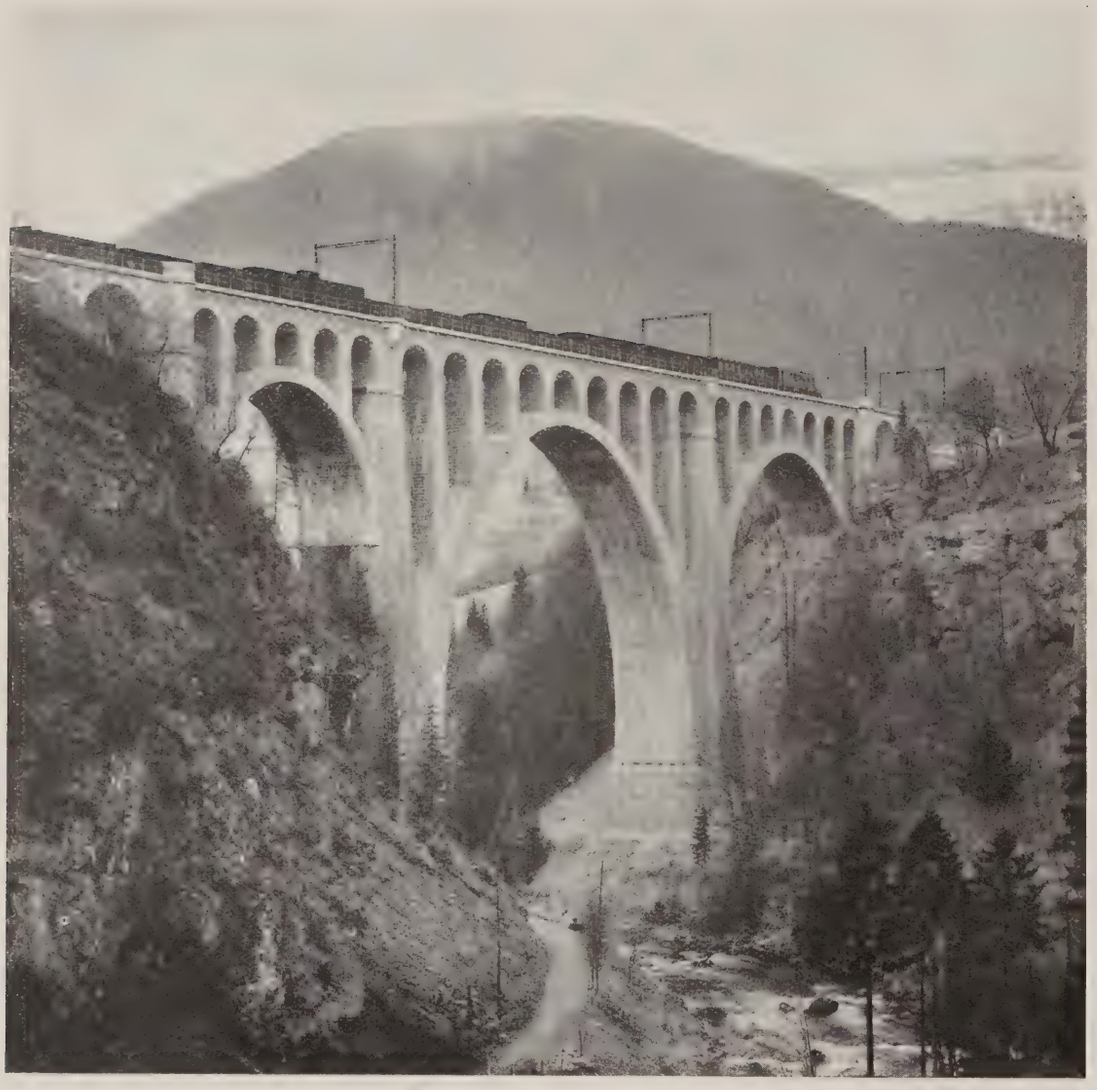
Phot. O. Baumann, Tech. S. B. B., Bern.

Gewölbe-Staumauer
am „Pfaffensprung", Kraftwerk Amsteg (Schweiz. Bundesbahnen).
Liegendes Gewölbe von 30 m Spannweite (max.)
aus Granit-Schichtstein-Mauerwerk.
(Neueste Anwendung der bei den grossen Gewölben der Rhät. Bahnen gemachten Erfahrungen).

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Der Umbau des Viaduc du Day über die Orbe auf der Linie Lausanne-Vallorbe der schweizerischen Bundesbahnen.

Von *H. Frölich,* Ingenieur bei der Generaldirektion der S. B. B., Bern.



Viaduc du Day über die Orbe auf der Linie Lausanne-Vallorbe der schweiz. Bundesbahnen.

Lichtweiten: 19 — 44 — 30 m. Höhe über Talsohle 59 m.

Projekt: Brückenbaubureau der Generaldirektion der S. B. B. in Bern. — Leitung: *A. Bühler,* Sektionschef für Brückenbau.

Unternehmung: *Bollini & Chiavazza* in Baulmes und St. Prex, in Verbindung mit *Ingenieurbureau Glapey* in Lausanne.

# Der Umbau des Viaduc du Day über die Orbe auf der Linie Lausanne-Vallorbe der Schweizerischen Bundesbahnen.

Von *H. Frölich*, Ingenieur bei der Generaldirektion der S. B. B., Bern.

### Einleitung.

Unter den Brückenumbauten während der ersten Etappe der Elektrifikation des Netzes der Schweizerischen Bundesbahnen nimmt der Viaduc du Day eine besondere Stellung ein wegen der Eigenart der Baumethode, die hier erstmals zur Anwendung gelangt ist, um eine eiserne Brücke unter dem darüber rollenden Verkehr auszuwechseln gegen eine massive Gewölbebrücke. Es dürfte auch der Bedeutung dieses Brückenumbaues im allgemeinen entsprechen, wenn hierüber eine Darstellung auf breiterer Grundlage veröffentlicht wird, aus der weitere Fachkreise einen Einblick gewinnen in die mannigfachen Wandlungen, welche eine Brücke im Laufe der Zeit erfahren kann, sodann im besonderen in die Studien, Projektarbeiten, den Baubetrieb und die Erfahrungen, welche mit einem derartigen Brückenumbau zusammenhängen. Der Viaduc du Day ist in allen diesen Beziehungen zu einem unserer bemerkenswertesten Beispiele einer Brückenerneuerung geworden.

### 1. Die alte Brücke.

Die Brückenstelle liegt im Zuge der zweigeleisigen Hauptlinie Lausanne-Vallorbe zwischen der Station Le Day und dem Bahnhof Vallorbe, welcher am Ostausgang des 6104 m langen Mont-d'Or-Tunnels liegt und französisch-schweizerischer Grenzbahnhof der wichtigen internationalen Linie Frankreich-Simplon-Italien ist. Die Brücke, welche in den Jahren 1867—1869 mit einem Kostenaufwand von Fr. 440 000 erstellt worden ist, überspannt die Schlucht der Orbe in einer grössten Höhe über Talgrund von 59 m und war von Anfang an für die Aufnahme von zwei Geleisen angelegt. Das Bauwerk, dessen gesamte Länge 161,25 m beträgt, bestand aus zwei gemauerten, mit Sparöffnungen versehenen Widerlagern und zwei hohen steinernen Pfeilern, welche zwei kontinuierliche Gitterträger trugen, mit 5,0 m Achsentfernung und Stützweiten von 23,5 + 56,0 + 36,5 m. Der Knotenpunktsentfernung in den Hauptträgern entsprechend betrug, die normale Feldweite der Fahrbahn nur 2,0 m. Die Querträger, aus einem Stehblech 800 × 6 mm und vier Winkeleisen zusammengenietet, waren etwas versenkt angeordnet, gerade so tief, dass die über sie hinweglaufenden zwei kontinuierlichen Längsträgerstränge oben bündig mit der Oberkante der Hauptträger waren, so dass die letztern zugleich auch als äussere Schwellenträger dienen konnten.

In den Jahren 1899—1900 ist die Eisenkonstruktion durchgreifend verstärkt worden (Abb. 1). Vom ursprünglichen Eisengewicht von 347 t fiel ein kleiner Teil durch Ausbau weg, wofür gegen 200 t Neumaterial als Verstärkung hinzugekommen sind. Ein grosser Teil hiervon gelangte in den hängewerkförmigen Unterspannungen der Hauptträger in den Oeffnungen von 36,5 m und 56,0 m Spannweite zur Verwendung. Die kleine Oeffnung von 23,5 m Stützweite ist damals aus dem kontinuierlichen Zusammenhange losgelöst worden, da trotz eines künstlichen Gegengewichtes von 60 t an ihrem Endauflager das stete Abheben vom Widerlager zu unhaltbaren Verhältnissen geführt hatte.

Bemerkenswert ist die Gestalt der Pfeiler. Die übliche Form mit rechteckigem Querschnitt ist als schmaler Schaft vorhanden, mit 3 % Anzug in der Längsrichtung und 7 % Anzug quer. Die Abmessungen der Rechteckseiten betragen: 2,55 × 8,10 m unter der Bekrönung und 4,75 × 13,10 m über dem Sockel, bei 36,7 m Schaftlänge. Diese Grundform ist nun verstärkt durch je zwei abgestumpfte Halbkegel auf den beiden Langseiten des Pfeilers, deren Axen in den Hauptträgerebenen liegen. Damit sind vier wulstförmige Verstärkungen des Pfeilers unter den Tragwänden des eisernen Ueberbaues geschaffen worden, welche bis auf die Fundamentbank hinunterreichen. Die Erzeugende der Kegelmantelfläche ist gegen die Kegelaxe mit 3% geneigt, entsprechend dem Längsanzuge der Pfeilergrundform, und der Querschnitt der Wülste beginnt unter der Bekrönung voll halbkreisförmig, um nach unten in ein zunehmend flacheres Kreissegment überzugehen. Diese Ausbildung der Pfeiler ermöglichte bei sparsamem Materialaufwande eine theoretisch richtige, sehr kräftige Formgebung und dürfte unter den damaligen Verhältnissen auch wirtschaftlich gewesen sein.

Pfeiler und Widerlager sind auf Fels gegründet. Das Baumaterial ist Kalkstein der untersten Kreideschichten, welcher unmittelbar neben der Brückenstelle gewonnen wurde.

### 2. Entwicklung des Umbauprojektes.

Es sind eingehende Untersuchungen angestellt worden, sowohl für den Ersatz in Eisen mit zwei eingeleisigen Ueberbauten und als doppelspurige eiserne Brücke, als auch für Umbauten in massive gewölbte Brücken. Von den Lösungen in Eisen wäre eine Brücke für zwei Geleise mit kontinuierlichen Hauptträgern über die beiden grösseren Oeffnungen und abgetrennter kleiner Oeffnung am vorteilhaftesten gewesen. Erhebliche Schwierigkeiten hätte die durch die Vergrösserung der Trägerhöhe bedingte Absenkung der Auflagerquader verursacht. Auch das Ausschieben des alten Ueberbaues und das Einschieben der neuen Konstruktion sind unter diesen Umständen und zufolge der grossen Höhe über Tal recht kostspielig und umständlich. Die Lösung mit zwei getrennten eingeleisigen neuen Ueberbauten hätte erlaubt, die alte Brücke zunächst nur so weit auszuschieben, um die eine Hälfte des Mauerwerks frei zu legen für den Umbau der Pfeilerköpfe und die Aufstellung der ersten neuen Brücke, worauf der einspurige Betrieb von der alten auf die neue Konstruktion umgelegt worden wäre, und die Beseitigung der alten Brücke dann ungestört hätte erfolgen können. Diese Lösung mit vier Tragwänden würde indessen schon deshalb kaum befriedigt haben, weil

durch die vorstehend beschriebene eigenartige Gestalt der Pfeiler die Brücke mit nur zwei Tragwänden gewissermassen noch ausdrücklich betont wird und überdies die Pfeilerstärke zwischen den Wülsten für die Auflagerung der beiden neuen innern Tragwände sehr knapp gewesen wäre. Allen Lösungen in Eisen haftete schliesslich das ungünstige Verhältnis der Stützweiten sehr nachteilig an, und die aus diesem Grunde nötige Trennung der kleinen Oeffnung vom kontinuierlichen Träger über die beiden grösseren Oeffnungen wäre zum stets sichtbaren Ausdruck einer im Grunde unbefriedigenden Gesamtanordnung geworden.

Für den Ersatz der Eisenkonstruktion durch massive Gewölbe sind schliesslich die folgenden Hauptrichtlinien als für den Bauvorgang wegleitend erkannt worden (Abb. 2):

1. Erstellen der Haupttragkonstruktion (Gewölbe) unterhalb des bestehenden eisernen Ueberbaues;
2. Abstützen desselben auf die Gewölbe;
3. Unterfangen der Fahrbahn von den Gewölben aus derart, dass der Abbruch der Eisenkonstruktion und anschliessend die Fertigstellung des Brückenüberbaues ohne Betriebsstörung durchführbar sind.

Die Durcharbeitung der hier gestellten Forderungen in Anpassung an das vorhandene und in möglichstem Umfange zu erhaltende Mauerwerk führte nun zu folgender Ausgestaltung des Projektes für eine massive Brücke (Abb. 3).

Bei der tiefen Lage der Gewölbescheitel unter der Fahrbahn (Punkt 1) wird der Ueberbau über den Gewölben in allen drei Oeffnungen aufgelöst in durchlaufende Sparbogen. Die Pfeiler derselben können bis zur Unterkante der Hauptträger der eisernen Brücke auf ihre ganze Breite erstellt werden und dienen alsdann zum Abstützen des eisernen Ueberbaues auf die Gewölbe (Punkt 2), wodurch eine ausreichende Verteilung des Eigengewichtes der alten Brücke, einschliesslich der Verkehrslast, auf die Gewölbe gesichert ist und die elastische Durchbiegung der Eisenkonstruktion ausgeschaltet wird. Für das Unterfangen der Fahrbahn (Punkt 3) werden die Pfeiler im Innern zwischen den eisernen Gitterträgern bis unter die Fahrbahnlängsträger erhöht. Letztere können allerdings nicht weiter benützt werden, da ihre Tragfähigkeit nur für 2 m Querträgerentfernung bemessen ist, während die Axenteilung der neuen Sparbogenpfeiler bis auf die dreifache Querträgerdistanz geht, d. h. im Maximum 6,0 m beträgt. Die Längsträger sind daher in diesem Baustadium zu ersetzen durch eine kräftigere Konstruktion, sog. Zwillingsträger mit Langschwelle, welche gleichzeitig auch eine geringere Konstruktionshöhe beansprucht und dadurch mehr Arbeitsraum für den Baubetrieb schafft. Die Teilung der Sparbögen von 6,0 m, welche über dem grossen Gewölbe in der Mittelöffnung vorgesehen ist, ermöglicht es, die Sparbogenpfeiler je in der Mitte zwischen zwei Querträgern der Eisenkonstruktion anzuordnen, so dass die Aufmauerung der Pfeiler bis unter die Fahrbahn unbehindert erfolgen kann. In den beiden Seitenöffnungen ist, entsprechend der Abnahme der Gewölbeweite, auch die Teilung der Sparbögen verkleinert, und es muss deshalb bei der Aufmauerung einiger Pfeiler den Querverbindungen der Brücke, welche nicht entfernt werden dürfen, etwas ausgewichen werden.

Ausgangspunkt für diesen, hier zunächst nur in den Grundzügen dargestellten Bauvorgang war die vorübergehende Aufhebung des doppelspurigen Betriebes und das Einrichten eines einzigen Betriebsgeleises in der Axe der Brücke. Diese Massnahme, welche sich unter Benützung der beiden vorhandenen Längsträgerstränge ohne nennenswerte Aenderung an der Eisenkonstruktion durchführen liess, bewirkte auch diejenige Entlastung der Hauptträger, welche erforderlich erschien, um ohne Bedenken die Unterspannungen der Hauptträger in den beiden grössern Oeffnungen zu beseitigen, was als wesentliche Voraussetzung für die Erstellungsmöglichkeit der Gewölbe unter der eisernen Brücke sehr wichtig war.

Der öffentlichen Bewerbung für Uebernahme der Bauausführung sind sowohl die verschiedenen Lösungen in Eisen zugrunde gelegt worden, als auch das Bauprojekt der Gewölbebrücke in mehrern Varianten in bezug auf das Baumaterial. Diese umfassende Ausschreibung führte zum Ergebnis, dass bei einer Bausumme von rund 1 Million Franken, ohne Verwaltungsspesen und Bauzinsen, die Gewölbebrücke aus dem besten Steinmaterial, welches in der französischen Schweiz zur Verfügung steht, ungefähr Fr. 100 000 höher zu stehen kam, als die schon erwähnte verhältnismässig geeignetste Lösung in Eisen. Wird zu den Baukosten der letzteren noch ein kapitalisierter Betrag für den fortlaufenden Unterhalt zugeschlagen, etwa 10—15% der reinen Gestehungskosten der Eisenbrücke, wobei auch die Instandhaltung des Oberbaues mit erhöhten Aufwendungen zu berücksichtigen ist, so kommt der Lösung in Eisen kaum mehr ein finanzieller Vorteil zu vor einer Gewölbebrücke. Hierzu traten noch Gesichtspunkte mehr volkswirtschaftlicher Natur (Verwendung einheimischer Baustoffe, Beschaffung von vermehrter Arbeitsgelegenheit), ferner ästhetische Rücksichten und nicht zuletzt auch die besonderen Vorteile des in Aussicht genommenen Bauvorganges, welche die Verwaltung der schweiz. Bundesbahnen bewogen, das Projekt der Gewölbebrücke zur Ausführung zu bringen. Von den verschiedenen Varianten in bezug auf das Baumaterial ist derjenigen, welche in der Hauptsache die Verwendung von Naturstein vorsah, der Vorzug gegeben worden, da ein reiner Betonbau sich nicht gut in das vorhandene Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager eingefügt hätte und weil überdies das Kiesmaterial der nächsten Umgegend, zufolge starker Durchsetzung mit Kalkstein des Juragebirges, für die hochbeanspruchten neuen Bauteile nicht geeignet gewesen wäre. Auch der in nächster Nähe anstehende Kalkstein, sowie das Ausbruchmaterial aus den Pfeilern und Widerlagern sind nur noch als inneres Füllmauerwerk untergeordneter Bauteile zugelassen worden, da der stark zerklüftete Felsen und naturgemäss auch der Ausbruch vielfach nur ein kleinstückiges Baumaterial zu liefern vermocht hätten und überdies der Stein als nicht sehr wetterbeständig gilt. Abgesehen von dieser kleinen Menge Kalkstein, der an der Baustelle selbst zur Verfügung stand, besteht das neue Mauerwerk bis auf die Höhe des öffentlichen Gehsteges aus dem vorzüglichen Echinodermenkalk, genannt marbre d'Arvel, aus der Gegend von Villeneuve am oberen Ende des Genfersees, gemischt mit dem Triaskalkstein aus den Brüchen von St. Triphon, etwas weiter rhoneaufwärts. Die Stirnkränze, sowohl der drei grossen Gewölbe als auch der Sparbögen, sind in Wallisergranit ausgeführt, der von Bovernier im Tale der Dranse bezogen wurde. Für den oberen Teil der Pfeiler über dem Gehsteg, wo zuerst nur ungefähr der mittlere Dritteil zwischen den Hauptträgern der Eisenkonstruktion erstellt werden konnte und erst

nach Beseitigung der alten Brücke die Fertigstellung auf die volle Breite möglich war, erschien die Ausführung in Stampfbetonmauerwerk zweckmässiger. Dasselbe ist dann auch beibehalten worden für die kleinen Gewölbe der Sparbögen und die darauf aufgesetzten niederen Stirnmauern. Der obere Teil des Ueberbaues besteht also durchweg aus Betonmauerwerk, das jedoch auf den Stirnseiten mit den vorerwähnten Natursteinen verkleidet wurde, so dass die Brücke nach aussen das einheitliche Aussehen eines Steinbaues darbietet (Abb. 4).

### 3. Beschreibung des Bauwerks.

(Abb. 5 a—b, Uebersichtsplan.)

Den ungleichen Weiten der drei Oeffnungen entsprechend sind die Abmessungen der drei Hauptgewölbe ganz verschieden. Für die Mittelöffnung ergab sich ein stark überhöhtes Gewölbe mit 31,19 m lichter Bogenhöhe über dem Ansatzpunkt der Krümmung der inneren Leibung, bei einer Lichtweite von 44,00 m zwischen den kurzen vertikalen Endtangenten der Gewölbeschenkel. Aeusserlich reicht also das Gewölbe, den alten Pfeilern vorgelagert, bis auf die Sockel hinunter, welche zur Aufnahme des neuen Mauerwerkes gegen den Fluss zu entsprechend verbreitert wurden. In den Seitenöffnungen war die Gewölbestellung bestimmt durch die Axe des mittleren Sparbogens, wobei die Teilung der durchlaufenden Bogenstellung bedingt wurde durch die Rücksichtnahme auf den möglichst unbehinderten Aufbau der Zwischenpfeiler im Innern der alten Eisenkonstruktion; auch sollte die Gründung der Gewölbe vor den bestehenden Widerlagern ohne umständliche Unterfangungen derselben ausgeführt werden können. Beim Anschluss der Seitengewölbe an die Hauptpfeiler verläuft die innere Gewölbeleibung vollständig ausserhalb der Pfeilerflucht, und die kurzen, vertikalen Aufstandtangenten der Gewölbeschenkel erscheinen als Vorderflucht von armierten Betonschwellen von 1,80 m bezw. 1,30 m Höhe, welche in die Pfeilerwülste eingesprengt sind und einen Teil der neuen Lasten aufnehmen und auf die Wülste übertragen. Der grössere Teil des Kämpferdruckes soll schon oberhalb dieser Schwellen durch die sorgfältige Einmauerung der neuen Gewölbe in das Mauerwerk der vorhandenen Pfeiler von den letzteren aufgenommen werden.

Die Stirnflächen der Mittelöffnung sind mit 3% Anzug ausgeführt; in den Seitenöffnungen musste der Anzug auf 2% ermässigt werden, um die Länge der Betonschwellen, welche die Basis der Gewölbe bilden, der Ausladung der Pfeilerwülste anzupassen. Die Stirnkränze der Hauptbögen stehen über die Stirnflächen der Aufbauten vor, um 8 cm in der Mittelöffnung und um je 5 cm in den Seitenöffnungen; bei den Sparbögen stehen ihre Stirnkränze überall um 3 cm über die Stirnfläche der Pfeiler und Stirnmauern vor. Die Breitenmasse der Brücke betragen, für Doppelspur mit 3,60 m Geleiseabstand, 7,60 m als Aufbaubreite unter den Deckplatten gemessen, und 8,40 m zwischen den Aussenkanten der Deckplatten, so dass deren Ueberstand beidseitig je 40 cm beträgt. Zur Abminderung der freien Auskragung ruhen die 1,50 m langen Platten an den Stössen auf Kragsteinen auf, welche 20 cm über die Stirnmauern vorstehen; Deckplatten und Kragsteine bestehen ebenfalls aus Wallisergranit.

Die halbkreisförmigen Sparbögen der Aufbauten sind in jeder Oeffnung in ungerader Zahl vorhanden, 9 Bögen in der Mittelöffnung und 7 bezw. 5 in den Seitenöffnungen. Die Axe des mittleren Sparbogens fällt, wie schon erwähnt, mit der Symmetrieaxe des Hauptbogens zusammen. Es wird damit bewirkt, dass die Drucklinie für ständige Belastung im Scheitel einen stetigen Verlauf nimmt und der Gewölbeform entsprechend eine horizontale Scheiteltangente besitzt. Die Zusammenfassung des Aufbaugewichtes in die Einzellasten der Pfeilerdrücke ist

**Gewölbeabmessungen.**

| | Mittelöffnung | Seitenöffnung grosse | Seitenöffnung kleine |
|---|---|---|---|
| **Sparbögen** | | | |
| Durchmesser des Halbkreises . . . . . (m) | 4,50 | 3.93 | 3,57 |
| Pfeilerstärke . . . . . „ | 1,50 | 1,40 | 1.30 |
| Axdistanz der Pfeiler . . . . . „ | 6,00 | 5,33 | 4,87 |
| Gewölbestärke im Scheitel . . . . . „ | 0,50 | 0,50 | 0,50 |
| **Hauptgewölbe** | | | |
| Theoretische Kämpferfuge . . . . . (a. T.) | 21°25′ | 22°51′ | 25°56′ |
| Lichte Sehnenweite l (theoretische) . . . (m) | 38,70 | 29,52 | 17,96 |
| Lichte Pfeilhöhe f . . . . . „ | 17,17 | 11,63 | 6,66 |
| Verhältnis f/l . . . . . | 0,443 | 0,395 | 0,371 |
| Scheitelstärke s . . . . . (m) | 1,50 | 1,30 | 1,20 |
| Kämpferstärke k . . . . . „ | 2,68 | 2,20 | 1,70 |
| Verhältnis k/s . . . . . | 1,79 | 1,69 | 1,42 |
| Gewölbebreite im Scheitel . . . . . (m) | 8,09 | 7,92 | 7,92 |
| Gewölbebreite auf Kämpferhöhe . . . . „ | 9.12 | 8,39 | 8,19 |
| Gewölbeweite . . . . . „ | 44,00 | 16,42 + 13,84 = 30,26 | 10,23 + 8,68 = 18,91 |
| Scheitelhöhe über dem Ansatz der Krümmung der inneren Leibung . . . . . | 31,19 | 19,98/9,73 | 12,09/6,07 |

im Grunde eine der Bogenform widersprechende Anordnung, was sich in der schlanken und verhältnismässig stark gekrümmten Scheitelzone am ehesten bemerkbar macht und in den Seitenöffnungen dazu führte, den Scheitel im Verhältnis zum Kämpfer kräftiger auszubilden, als es etwa üblich ist. In der nachstehenden Tabelle sind die Hauptabmessungen der Gewölbe und die für dieselben charakteristischen Angaben zusammengestellt.

Bei den Gewölben in den beiden Seitenöffnungen liegt der Ansatz der Endwiderlager etwas höher als die für die statische Berechnung der Gewölbe eingeführte theoretische Kämpferfuge eines symmetrischen Bogens; beim Anschluss an die Hauptpfeiler reicht dagegen die Krümmung der Gewölbeschenkel bedeutend tiefer hinab, so dass auch die Seitenöffnungen als überhöhte Gewölbe erscheinen.

Die Formgebung der drei Gewölbe erfolgte ausgehend von der Stützlinie aus ständiger Belastung des eingespannten elastischen Bogens. Als statisch unbestimmte Grösse des symmetrischen Bogens ist der Scheiteldruck eingeführt worden, d. h. seine Seitenkräfte $H$ und $V$, angreifend im Schwerpunkt der elastischen Gewichte des Bogens, in Verbindung mit einem statisch unbestimmten Scheitelmoment $M$. Die Einflusslinien der drei Grössen $H$, $V$ und $M$ sind nach der Methode der Ritterschen Elastizitätsellipse als Biegelinien der Bogenaxe ermittelt worden. Hierbei wurde in den Seitenöffnungen der elastische Bogen auf Kämpferhöhe als fest eingespannt angenommen mit unverschieblichen Widerlagern. In der Mittelöffnung ist der Elastizität der Hauptpfeiler in der Weise Rechnung getragen worden, dass das Gewölbe nach abwärts mehr und mehr die Pfeiler anschneidend, bis auf die Fundamentfläche derselben als elastischer Bogen betrachtet wurde. Die verhältnismässig kräftig bemessenen Gewölbe folgen im wesentlichen diesen Stützlinien für ständige Belastung, wobei die inneren Leibungen als Korbbogen festgelegt wurden und die äusseren Leibungen auf Grund einer den Verhältnissen entsprechenden Zunahme der Gewölbestärke bestimmt worden sind. Die sich daraus ergebende Bogenaxe liegt abwechselnd etwas oberhalb und unterhalb der Stützlinie für ständige Belastung. Für die Mittelöffnung sind zwei denkbare Grenzfälle der Stützlinie ins Auge gefasst worden, eine *ohne* und die andere *mit* Einfluss der Seitenöffnungen auf den Mittelbogen. Im erstern Fall wird der Schub der Seitenöffnugen von den Hauptpfeilern wie als von starren Pfeilern aufgenommen. Im andern Falle erreicht der Einfluss auf die Mittelöffnung jedenfalls in der Form seinen Höchstwert, wenn die Kämpferreaktionen der Seitenöffnungen, bis zum Schnitte mit der Bogenaxe der Mittelöffnung verlängert, in diesen Punkten als äussere Kräfte angreifen und auf das Gewölbe der Mittelöffnung einwirken; diese Annahme ist als zweiter Grenzfall der Untersuchung zugrunde gelegt worden.

Als Verkehrsbelastung wurde auf beiden Geleisen gleichzeitig eine unbeschränkte Anzahl Normallokomotiven (11 t/m auf jedem Geleise) in ungünstigster Stellung angenommen. Zur Ermittlung der Gewölberandspannungen sind in jeder Oeffnung für eine Anzahl Querschnitte die Einflusslinien der Kernmomente aufgestellt worden. Als zweiter Grenzfall wurde bei der Mittelöffnung in der vorbeschriebenen Weise auch der Einfluss der Verkehrsbelastung auf den Seitenöffnungen in Betracht gezogen. In allen drei Oeffnungen ist der Temperatureinfluss für eine gleichmässige Temperaturänderung von $+ 15^\circ$ untersucht worden. Der Elastizitätsmodul ist mit $E = 1\,200\,000$ t m², der Wärmeausdehnungskoeffizient mit $a = 0{,}0000055$ eingeführt worden; das Produkt $E \times a$, bezogen auf die Einheit $m$, $t$ beträgt mithin $E \times a = 6{,}60$. Ausser diesen Belastungseinflüssen ist für die Mittelöffnung unter gewissen vereinfachenden Annahmen noch Winddruck 100 kg/m² sowie die Einwirkung der Bremskräfte berücksichtigt worden. Letzteres geschah in der Weise, dass $\frac{1}{3}$ der jeweiligen Bremskraft, welche dem massgebenden Belastungsfall für ein Kernmoment entspricht, als Horizontalkraft in Schienenhöhe, über dem Bogenscheitel konzentriert, eingeführt wurde und hierfür die Kernmomente berechnet worden sind; die statisch unbestimmten Grössen $H$ und $M$ sind für diesen Belastungsfall $= 0$. Ueber die auftretenden Gewölbekräfte und Beanspruchungen gibt der folgende Auszug aus den statischen Berechnungen einen Ueberblick.

**Gewölbekräfte.**

| Gewölbekräfte in t | | Mittelöffnung mit Einfluss der Seitenöffnungen | Mittelöffnung ohne Einfluss der Seitenöffnungen | Seitenöffnungen grosse | Seitenöffnungen kleine |
|---|---|---|---|---|---|
| H | Ständige Belastung . . | 1290 t | 1360 t | 1011 t | 577 t |
| | Verkehrsbelastung . . | 249 t | 271 t | 238 t | 150 t |
| | Temperatur . . . . . | (7,75) | (7,75) | (18,75) | (23,14) |
| | Total | 1539 t | 1631 t | 1249 t | 727 t |
| R | Ständige Belastung . . | | | 2150 t | 1142 t |
| | Maximum . . . . . | | 5300 t | 2570 t | 1405 t |

H = Horizontalschub, R = Kämpferreaktion.

Die äussersten Grenzwerte der Gewölbebeanspruchung treten in allen drei Oeffnungen unter dem ersten Zwischenpfeiler neben dem Gewölbescheitel auf; sie betragen in der grossen Mittelöffnung 33,9 kg/cm² auf Druck an der äusseren Leibung und 8,4 kg/cm² auf Zug an der inneren Leibung. Diesen Rechnungswerten liegt die Annahme einer konzentrierten Pfeilerlast in der Axe des Pfeilers zugrunde. Tatsächlich werden die Verhältnisse etwas günstiger sein zufolge einer Lastverteilung über die Auflagerfläche der Zwischenpfeiler. Beispielsweise hat sich für den ersten Zwischenpfeiler der kleinen Seitenöffnung ergeben, dass die grösste Zugspannung von 8,5 kg/cm² an der inneren Leibung auf 6,7 kg/cm² zurückgeht,

**Gewölbespannungen.**

| Randspannungen in kg/cm² | Ständ. Belastung aussen | Ständ. Belastung innen | Grenzwerte aussen | Grenzwerte innen | Ständ. Belastung aussen | Ständ. Belastung innen | Grenzwerte aussen | Grenzwerte innen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Mittelöffnung** | Ohne Einfluss der Seitenöffnungen | | | | Mit Einfluss der Seitenöffnungen | | | |
| Scheitel | −11,3 | −10,1 | −25,7<br>−8,1 | −14,3<br>+2,0 | −2,7 | −19,8 | −17,1<br>+3,0 | −27,0<br>−7,7 |
| Kämpfer | −10,3 | −16,4 | −17,3<br>−4,5 | −25,0<br>−10,6 | −19,2 | −7,7 | −29,1<br>−13,4 | −16,3<br>+0,7 |
| Sekund.-Pfeiler I | −16,7 | −5,3 | −33,9<br>−10,5 | −12,5<br>+8,4 | −9,2 | −13,2 | −26,4<br>−0,9 | −24,0<br>+1,5 |
| Zwischen Pfeiler I und II | −7,6 | −12,8 | −18,9<br>+0,8 | −23,3<br>−3,3 | −2,5 | −18,4 | −13,8<br>+7,3 | −30,6<br>−8,9 |
| Sekund.-Pfeiler II | −13,8 | −7,3 | −26,5<br>−5,3 | −18,5<br>+4,0 | −11,9 | −9,5 | −24,7<br>−2,5 | −21,8<br>+2,0 |
| Zwischen Pfeiler II und III | −6,0 | −16,5 | −12,4<br>+2,3 | −28,4<br>−11,0 | −8,0 | −15,1 | −15,3<br>+0,7 | −27,6<br>−8,6 |
| Sekund.-Pfeiler III | −8,7 | −14,8 | −15,8<br>−0,4 | −26,0<br>−9,4 | −13,6 | −10,4 | −22,1<br>−6,3 | −22,6<br>−3,8 |
| Zwischen Pfeiler III und IV | −2,1 | −22,2 | −6,0<br>+4,1 | −31,4<br>−19,9 | −9,9 | −14,9 | −15,1<br>−4,7 | −24,1<br>−10,5 |
| | **Grosse Seitenöffnung** | | | | **Kleine Seitenöffnung** | | | |
| Scheitel | −6,1 | −14,1 | −14,7<br>−2,2 | −19,4<br>−8,2 | | | | |
| Kämpfer | −10,4 | −11,2 | −20,9<br>−3,7 | −20,0<br>−2,4 | −7,3 | −7,9 | −16,5<br>−0,9 | −16,4<br>−0,3 |
| 1. Sekund.-Pfeiler | −14,3 | −5,4 | −28,1<br>−7,8 | −14,2<br>+5,6 | −11,5 | −1,8 | −24,0<br>−6,5 | −9,1<br>+8,5 |
| 2. Sekund.-Pfeiler | −14,9 | −5,2 | −25,3<br>−9,8 | −13,9<br>+2,8 | Bemerkung: + Zug | | | |
| 3. Sekund.-Pfeiler | −8,1 | −14,0 | −12,5<br>−3,7 | −21,2<br>−11,2 | − Druck | | | |

wenn anstatt der Knickstelle der Drucklinie eine tangential anschliessende Uebergangsparabel eingeführt wird, welche einer gleichmässigen Verteilung der Pfeilerlast auf die Fussbreite des Pfeilers entspricht.

Es ist vordem schon bemerkt worden, dass ein Teil des Kämpferdruckes der Gewölbe durch Einmauerung der Kämpferzone unmittelbar an die Hauptpfeiler abgegeben wird. Ein ungefähres Mass für die Grösse dieser Lastübertragung kann gewonnen werden, wenn man sich (vergl. Abb. 8, a und b) die Kämpferzone in den Pfeilerraum hinein zunächst ungehindert entwickelt denkt. Die Lagerfuge durch die untere Begrenzung der Einbruchstelle besteht dann aus einem Flächenteil, welcher dem Pfeiler angehört, und einer ausserhalb desselben gelegenen Fläche, und die Lastübertragung durch die Einmauerung erscheint proportional dem ersteren Flächenteil. Die genannte untere Begrenzung ist nun so gewählt, dass vom Kämpferdruck der Mittelöffnung weniger als die Hälfte durch Einmauerung übertragen wird, während beim Anschluss der Seitenöffnungen stark zwei Dritteile darauf entfallen. Von der Tiefe des Einbruches hängt es sodann ab, inwieweit die Lastübertragung auf Lagerflächen erfolgen kann oder auf die Verzahnung an der aufsteigenden Rückwand angewiesen ist. Durch die früher beschriebenen wulstförmigen Verstärkungen der Pfeiler ist die Ausbildung der auf die ganze Gewölbebreite durchgehenden Einbrüche etwas verwickelt und auch unregelmässig gestaltet worden. Die grösste Tiefe, an der Stelle der grössten Ausladung der Wülste, beträgt zirka 75 cm, die geringste Tiefe, an der dünnsten Pfeilerstelle zwischen den Wülsten sowie ausserhalb derselben, 50 cm. Die Lagerflächen auf der Basis des Einbruches sind also von geringer Tiefe, die Lastübertragung durch die Einmauerung findet in überwiegendem Masse durch die Verzahnung statt. Auf diese Weise wird vom Kämpferdruck der Mittelöffnung, rund 5300 t im Maximum, etwa ⅓ bis ¼ an den Pfeiler abgegeben. Die wirksame Verzahnungsfläche, deren mittlere Höhe etwa 4,5 m beträgt, bei einer Gewölbebreite von rund 9 m, kann also zu 40—45 m² angenommen werden und dementsprechend beträgt die mittlere Scherbeanspruchung etwa 3½ bis 4 kg cm². Von den maximalen Kämpferdrücken der Seitenöffnungen, rund 2600 t bei der grossen und 1400 t bei der kleinen, entfällt stark die Hälfte auf die Verzahnung. Da an der Einmauerung der grossen Seitenöffnung nur ein wenig geringerer Flächeninhalt der Einbruchrückwand vorhan-

den ist, als er in vorstehender Rechnung für die Mittelöffnung angenommen wurde, so wird also ungefähr auch dieselbe spezifische Scherbeanspruchung vorhanden sein.

Die statische Untersuchung der Pfeiler, unter der Voraussetzung, dass die Kämpferdrücke der Seitenöffnungen aus ständiger Belastung auf den elastischen Bogen der Mittelöffnung voll zur Einwirkung gelangen, ergab die folgenden Kantenpressungen im Pfeilermauerwerk.

Für die Ermittlung der Kantendrücke der Pfeiler auf den Felsuntergrund sind, beim Pfeiler Vallorbe wenigstens, beide Grenzfälle des Einflusses aus der ständigen Belastung der Seitenöffnungen untersucht worden, nämlich:

A. Kämpferdrücke der Seitenöffnungen voll von der Mittelöffnung aufgenommen;
B. Kämpferdrücke der Seitenöffnungen direkt von den Pfeilern aufgenommen.

**Mauerwerksbeanspruchung der Pfeiler kg/cm² (Druck).**

| | | Ständige Belastung Fluss-S. | Berg-S. | Grenzwerte Fluss-S. | Berg-S. | Bemerkung |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pfeiler Seite Vallorbe | Oberkante . | 17,3 | 5,7 | 21,7 | 9,3 | max. |
| | Sockel . . | | | 14,2 | 1,9 | min. |
| | Oberkante . | 12,5 | 8,9 | 16,4 | 12,4 | max. |
| | Fundament . | | | 9,9 | 5,6 | min. |
| Pfeiler Seite Lausanne | Oberkante . | 14,4 | 8,0 | 18,0 | 11,3 | max. |
| | Sockel . . | | | 12,2 | 4,8 | min. |
| | Oberkante . | 9,5 | 10,7 | 12,4 | 14,3 | max. |
| | Fundament . | | | 9,2 | 8,1 | min. |

**Sohlenspannungen kg/cm² (Druck).**

| | Grenzwerte | Fall A max. | Fall A min. | Fall B max. | Fall B min. | Totale Auflast und mittlere Sohlenspannungen |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Pfeiler Seite Vallorbe | Flusseite . . | 10,0 | 5,6 | 10,8 | 6,8 | 18300 t |
| | Bergseite . . | 12,0 | 7,7 | 11,1 | 7,0 | 9,1 kg/cm² |
| Pfeiler Seite Lausanne | Flusseite . . | 6,9 | 3,2 | | | 17400 t |
| | Bergseite . . | 13,6 | 9,7 | | | 8,7 kg/cm² |

Bei direkter Aufnahme des Schubes der Seitenöffnungen durch den Pfeiler erfährt dessen bergseitige Fundamentkante eine Entlastung von rund 1 kg/cm², ohne dass die Spannung auf der Flusseite maximal bis auf den reduzierten bergseitigen Höchstwert anzusteigen vermag. Der Flächeninhalt der Fundamentalsohle beträgt neu rund 12,7 × 16,0 = rd. 200 m², gegenüber rd. 140 m² vor der Verstärkung der Pfeiler. Die Verbreiterung musste naturgemäss auf die hierfür allein zugängliche Flusseite beschränkt werden und beträgt auf der Fundamentsohle 4,0 m, wodurch die Abmessung von alt rund 8,7 m auf die vorstehend erwähnte Breite von 12,7 m erhöht wurde. Der damit erzielte Ausgleich der Beanspruchung auf der Fundamentsohle ist ein befriedigender beim Pfeiler mit der grossen Seitenöffnung, hingegen weniger günstig beim Pfeiler mit der kleinen Seitenöffnung, wo eine Verbreiterung des Fundaments auch gegen die Berglehne zu den statischen Verhältnissen besser entsprochen hätte. Eine Korrektur in diesem Sinne bot sich nun durch den günstigen Umstand, das der Pfeiler auf dieser Seite mit seinem ganzen Sockel hart an die Felswand angelehnt steht. Es wurde daher vorgesehen, auf Oberkante Sockel einen kräftigen Spannriegel einzubauen zwischen Pfeiler und Berglehne, der imstande sein dürfte, dem Bogenschub aus der grossen Mittelöffnung entgegenzuwirken und damit die Fundamentpressungen etwas auszugleichen.

An den Endwiderlagern der Seitenöffnungen beträgt der grösste Fundamentdruck:

9,2 kg/cm² bei der grossen Seitenöffnung und
10,6 kg/cm² bei der kleinen Seitenöffnung.

Wie es bei eisernen Brücken mit Fahrbahn oben üblich ist, war bei der alten Brücke auf Höhe der unteren Gurtung ein Besichtigungssteg vorhanden, welcher während des Umbaues als Dienststeg gute Dienste leistete. Es war vorgesehen, auf jeden Fall in den neuen Pfeilern ungefähr auf gleicher Höhe Durchgänge anzuordnen. Da von dieser Höhe ab zunächst nur das innere Drittelstück der Pfeiler zwischen den eisernen Tragwänden erstellt werden konnte, war die Durchgangsweite bedingt durch die zulässige Oeffnung in diesem Mauerwerkskörper, welche mit höchstens 1,50 m Breite ausgeführt werden durfte. Unter Mitwirkung von Kanton und Gemeinde konnte an Stelle eines provisorischen Dienststeges sogleich eine bleibende Eisenbetonkonstruktion erstellt werden, welche nach Beendigung der Bauarbeiten dem öffentlichen Verkehr übergeben

wurde. Damit ist eine von der Bevölkerung seit langem gewünschte Verbindung der durch die tief eingeschnittene Schlucht der Orbe getrennten Talseiten in passendster Weise geschaffen worden.

### 4. Bauausführung.

Vor Beginn der eigentlichen Bauarbeiten waren Vorbereitungen an der bestehenden Brücke zu treffen. Die Nachrechnung der Eisenkonstruktion hatte ergeben, dass die Einrichtung des einspurigen Betriebes in der Axe der Brücke in der Gegend der früheren Momentennullpunkte der Mittelöffnung, auf der Seite der damit kontinuierlich verbunden gewesenen kleinen Endöffnung, nicht diejenige Entlastung hervorbrachte, welche ohne weiteres die Beseitigung der hängewerkförmigen Hauptträgerverstärkung in der Mittelöffnung gestattet hätte. Der Weg war vorbeschrieben, durch erneuten Zusammenschluss der beiden Oeffnungen diese schwachen Stellen der Gurtungen in wirksamer Weise zu entlasten. Die Unterbrechung war seinerzeit durch den Ausbau eines 0,95 m breiten Stehblechfeldes der über den Pfeilern vollwandigen Hauptträger und Herausschneiden einer gleich langen Oeffnung aus den Winkeleisen und Lamellen der unteren Gurtung bewirkt worden (vgl. Abb. 1). Im Obergurt liess man, wegen der Schwellenauflagerung, das Lamellenpaket vom Ende der kleinen Oeffnung aus konsolartig über die Lücke hinweg vorkragen gegen das Ende der Mittelöffnung, wo eine Fuge von wenigen Zentimeter offen gelassen war. Ueber diese Fuge wurden nun Zuglaschen aufgeschraubt, ein Flacheisen 600 × 20 auf der Oberseite des Lamellenpaketes, und 2 Flacheisen 190 × 20 auf der Unterseite desselben. In die grosse Lücke des Untergurtes wurde ein horizontaler Stempel aus einem Breitflanschträger Din No. 24 mit Stegverstärkung eingesetzt, der mit einem Keilpaar satt an die Stirnflächen der Lamellenpakete angetrieben werden konnte. Bei der beträchtlichen Breite der Lamellen von 750 mm blieb neben dem Stempel, der in der Trägerachse angeordnet war, noch genügend Stirnfläche frei, um beidseitig daneben einen liegenden, d. h. horizontal wirkenden Presstopf unterzubringen. Vermittels dieser Einrichtung, welche mit einem Manometer ausgerüstet war, wurde die Kontinuitätsverbindung jeder Tragwand in etwa 60 t-Anfangsspannungszustand versetzt; die mögliche Höchstbelastung war zu 150 t ermittelt worden. Das am Ende der kleinen Seitenöffnung wiederum nötige künstliche Gegengewicht wurde durch einen mit Kies gefüllten Holzbehälter geschaffen. Nach Einrichten des eingeleisigen Betriebes in der Axe der Brücke und Herstellung der Kontinuitätsverbindung konnten die hängewerkförmigen Unterspannungen der Hauptträger abgebrochen werden.

Während diese Vorbereitungsarbeiten an der Eisenkonstruktion im Gange waren, hatte die Bauunternehmung Zeit, ihre Bauplatzeinrichtungen zu erstellen. Die Fahrbahn der Brücke durfte nur in geeigneten Zugspausen für Transporte ankommender Materialien, bezw. Wegführung von solchen per Bahnwagen, belegt werden. Für die Bedienung der Arbeitsplätze hatte die Unternehmung eigene, vom Bahnverkehr unabhängige Transporteinrichtungen zu schaffen. Sie entschloss sich zur Anlage von zwei je 180 m langen Kabelkrananlagen, flussaufwärts und flussabwärts der Brücke, so nah als möglich an den Gittertragwänden der alten Brücke. Die Eignung dieser Einrichtung in bezug auf das Talprofil an der Brückenstelle und die besonderen Verhältnisse, wo ein Talübergang schon bestand, erschien als gegeben. Die Betriebseinrichtungen der beiden Kabelkrane waren voneinander unabhängig; über die bemerkenswerten Daten der Anlage orientiert die nachfolgende Tabelle, deren Angaben von der Bauunternehmung zur Verfügung gestellt wurden. Die angeführten Transportleistungen beziehen sich auf den 10stündigen Arbeitstag.

| Kabelkrane | Tragfähigkeit t | Motor HP | Transportleistung m³ | Kosten Fr. |
|---|---|---|---|---|
| flussaufw. | 2,5 | 52 | 60 | 50 000 (neu) |
| flussabw. | 2,0 | 36 | 50 | 20 000 (gebr.) |

Der Hauptbezug von Kies und Sand erfolgte aus dem Material der Moräne von Vallorbe, zirka 3000 m³ Kies und 1300 m³ Sand, welche durch Automobil der Mörtel- und Betonaufbereitungsanlage am Brückenende Vallorbe flussabwärts des Bahndammes, zugeführt worden sind. Weitere 1300 m³ Sand wurden aus den Gruben von Bretonnières der Schweizerischen Bundesbahnen, etwas unterhalb der Station Le Day, auf Bahnwagen bezogen. Längs dem Widerlager Seite Vallorbe, mit den zwei gewölbten Sparöffnungen, war ein Sandsilo für 120 m³ eingerichtet, und in der äusseren Sparöffnung selbst befand sich ein gut geschützter Zementlagerplatz. Ausserdem war an der Zufahrtsstrasse noch ein Kiessilo für 80 m³ vorhanden. An Bruchsteinmaterial, aus den Brüchen von Arvel und St. Triphon, sind gegen 6200 m³ per Bahn auf der Station Le Day angekommen. Die Wagen konnten auf dem vom Betriebe nicht mehr benützten Geleise bis in die nächste Nähe der Brücke herangeschafft werden, so dass längs der Bahn, auf der flussaufwärtigen Seite, ein langgestreckter Steinlagerplatz entstanden ist. Hier befand sich auch, auf einer bestehenden Verbreiterung des Bahnareals, der Reissboden für das Abbinden der Lehrgerüste. Für die erheblichen Mengen Granitmaterial, 535 m³ Stirnkranzsteine der Gewölbe und 104 m³ Deckplatten und Konsolkragsteine, musste wiederum am Brückenende Vallorbe auf dem Bahndamm selbst Platz geschaffen werden durch Beseitigung des flussaufwärtigen Geleises.

Diese Materiallagerplätze waren durch Rollbahngeleise mit den Endpunkten der Seilbahnen verbunden, und vermittels einer kleinen Gerüstbrücke, welche am Widerlager Vallorbe quer unter der Eisenkonstruktion hindurchführte, stand die Mörtel- und Betonmischmaschine auch mit dem flussaufwärtigen Kabelkran durch eine bahnfreie Kreuzung in Verbindung.

Für den Umbau der Brücke wurde fast ausschliesslich hochwertiger Portlandzement verwendet, 1170 t aus der Fabrik Roche und 20 t von Holderbank. An gewöhnlichem Portlandzement, von Roche und Baulmes, sind nur 166 t verbraucht worden, in der Hauptsache für Füllbeton magerer Mischung. Für die Verwendung des neuen, rasch erhärtenden Bindemittels war die Ueberlegung wegleitend, dass gegenüber den Zufällen während der Bauausführung eines solchen Werkes die Vorzüge der verwendeten Bausteine bester Qualität erst durch die mit diesem Zement erreichbare höchstmögliche Beschleunigung der Erhärtung der Mörtelfugen wirklich zur Geltung gelangen. Ausser den im allgemeinen schlanken und rasch in die Höhe strebenden Bauteilen, sowohl Pfeiler als auch Gewölbe, ist es insbesondere die Verbindungszone zwischen altem und neuem Mauerwerk, wo je nach den Setzungsvorgängen der neue, noch in seiner Verfestigung begriffene Mauer-

körper gefährlichen Spannungen ausgesetzt ist; hier insbesondere den Scherbeanspruchungen, auf welchen die enge Verbindung des alten und neuen Mauerwerks beruht. Für den Stampfbetonteil im Sparbogenüberbau war der Vorteil der raschen Umsetzungsmöglichkeit von Rüstungen und Schalungen bestimmend für die Beibehaltung der hochwertigen Zementmarke. Die Zementproben, ausgeführt nach Normenvorschrift, ergaben die folgenden Mittelwerte:

| | nach | 2 | 7 | 14 | 28 | Tagen |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Druckfestigkeit | kg/cm² | 285 | 455 | 504 | 485 | |
| Zugfestigkeit | kg/cm² | 26,5 | 31,1 | 32,8 | | |

Der Sand aus der genannten Moräne von Vallorbe war gelbliches Material, bestehend aus weichen Kalksteinkörnern. Für Mörtelproben ist die Mischung 400 kg Zement auf 1 m³ fertigen Mörtel (Gewölbe) ziemlich plastisch angemacht, wie der Mörtel auf der Baustelle verwendet wurde, untersucht worden. Nach 7 Tagen ergaben: Würfel von 7 cm Kantenlänge 203 kg/cm² Druckfestigkeit, 20 mm starke Fugen zwischen Steinplatten $20 \times 20 \times 9$ cm³, 388 kg/cm² Druckfestigkeit.

Das Steinmaterial aus den Brüchen von St. Triphon und Arvel ist in den Jahren 1922/23 an der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich im Auftrage der Schweiz. Bundesbahnen in einer umfangreichen Versuchsserie auf seine Festigkeit untersucht worden. Aus dem Protokoll über diese Versuche soll die nachstehende Zusammenstellung bekannt gegeben werden:

*Steinproben.*

| Herkunft | | *St. Triphon* | *Arvel* |
|---|---|---|---|
| *Spez. Gewicht,* Material ohne Poren | $s$ | 2,71 | 2,75 |
| *Raumgewicht,* Material mit Poren | $\gamma$ | 2,70 | 2.65 |
| Porosität $100 \cdot \frac{s-\gamma}{\gamma}$ | | 0,37% | 3,64% |
| *Temperaturausdehnungskoeffizient* | $\alpha$ | 0,000005 | |

*Druckfestigkeit* an Würfeln $7 \times 7 \times 7$ cm³

Mittel aus je zwei Proben, parallel und senkrecht zum Lager

| | | kg/cm² | kg/cm² |
|---|---|---|---|
| trocken | s. „ | 1275 | 1649 |
| | p. „ | 1452 | 1560 |
| wassergesättigt | s. „ | 1475 | 1415 |
| | p. „ | 1416 | 1681 |
| trocken, nach Frosteinwirkung | s. „ | 1670 | 1723 |
| | p. „ | 1493 | 1660 |
| nass, „ „ | s. „ | 1539 | 1685 |
| | p. „ | 1599 | 1675 |
| mit Wachsüberzug, trocken | s. „ | 555 | 660 |
| nass | s. „ | 582 | 840 |
| nass, nach Frost | s. „ | 804 | 1092 |
| *Biegungsfestigkeit* an Prismen 15 cm breit, 12 cm hoch, Stützweite 65 cm, Mittel senkrecht u. parallel zum Lager | | 120 | 171 |
| *Druckfestigkeit von Steinprismen,* 50 cm Höhe, Querschnitt 12×12 cm², ohne Mörtelfuge | | 727 | 1022 |
| mit Mörtelfuge, 4 cm stark, in der Mitte | | 480 | 600 |
| *Biegungsfestigkeit von Mörtelfugen,* 4 cm stark (Haftfestigkeit) senkrecht zum Lager | | 10,0 | 10,0 |
| parallel zum Lager | | 10,9 | 9,3 |

*Fugenmörtel,* 400 kg Z pro 1000 l Bausand unter 5 mm Durchmesser, plastisch, Wasser 50% des Zementgewichtes

| Alter | 1 Monat | 4 u. 10 Mon. |
|---|---|---|
| Raumgewicht | 2,27 | 2,26 |
| Druckfestigkeit an Prismen $4 \times 4 \times 16$ cm³, kg/cm² | 306 | 377 |
| Biegungsfestigkeit „ | 52,2 | 66,5 |

Die *eigentlichen Bauarbeiten* an der Brücke begannen Mitte Oktober des Jahres 1923 mit dem Aushub der Baugruben für die Verbreiterung der Hauptpfeiler. Da dieselben auf Fels gegründet sind, so konnten die Baugruben zunächst in ihrem ganzen Umfange so tief ausgehoben werden, bis die bestehende Fundamentsohle blossgelegt war. Die alten Fundamentkörper sind aus dem gleichen Stein wie der aufgehende Pfeiler gemauert und erwiesen sich noch als in gutem Zustande. Auffallend war indessen die stark veränderliche Tiefe der Fundation, allerdings im Einklang mit dem Verlaufe der Felsoberfläche. Beim Pfeiler Seite Lausanne beträgt die Stärke des Fundamentes am flussaufwärtigen Ende nur 0,60 m; sie nimmt in der Richtung des Flusslaufes allmählich zu bis auf 3,0 m, worauf ein grösserer Klotz in vertikalem Absatz von über 2 m noch bis auf zirka 5,20 m Tiefe hinunter reicht. Beim Pfeiler Seite Vallorbe verläuft die Zunahme der Fundamenttiefe im umgekehrten Sinne der Flussrichtung von 1,5 auf etwa 3,5 m, worauf die Tiefe schrägabfallend auf über 7 m am oberen Pfeilerende ansteigt. Die neuen Pfeilerteile haben eine abgeglichenere Fundamentsohle, die Ausführung der Fundation ist indessen bei den beiden Pfeilern etwas verschieden. Beim Pfeiler Seite Vallorbe (vergl. Abb. 5a) wurde ein unterer Fundamentkörper, Betonmischung 150 kg Z pro m³ Kies und Sand, mit einer gleichbleibenden Stärke von etwa 3 m erstellt, der im Mittel über 1 m tief in den alten Fundamentkörper eingreift, eine mittlere Sohlenbreite von 5 m erhielt und überall unter die Sohle der bestehenden Fundation hinabgeht. An der schräg abfallenden Stelle derselben steigt die Stärke des neuen unteren Körpers von 3 auf zirka 6 m an. Dieser untere Körper, der den alten Pfeiler an seiner flusseitigen Flucht also unterfängt, wurde abschnittweise in 7 Teilen erstellt. Der obere Fundamentkörper, der nur an das alte Fundament anbetoniert ist (Betonmischung 175 kg Z) konnte in ganzer Länge in einem Arbeitsvorgang ausgeführt werden. Er hat eine Stärke von 1,80 m und schliesst oben bündig ab mit dem alten Fundamentkörper. Hier beginnt nun der gemauerte Sockelteil der Pfeilerverbreiterung, der an seiner Rückwand auch noch auf dem Vorsprung des alten Fundamentes aufsitzt, welche Auflagerfläche noch etwas vermehrt wurde durch den Ausbruch von Sichtsteinen der beiden untersten Schichten des alten Pfeilers. Beim Pfeiler Seite Lausanne wurde ein nach unten keilförmig gegen die Pfeileraxe zu einspringender Fundamentkörper festgestellt (vergl. Abb. 5 a), dessen Vorsprung teilweise glatt abgebrochen worden ist, so dass der Sockel der Pfeilerverbreiterung nur auf dem tiefliegenden neuen Fundamentkörper aufsitzt. Der Abbruch des alten Fundamentvorsprungs und die Erstellung des neuen Fundamentkörpers erfolgten wiederum in mehreren Abschnitten. Da bei diesem Fundamente auch im neuen Teil der Höhenunterschied der Absätze stärker ausgeprägt ist als beim Pfeiler Seite Vallorbe und die Absätze nicht nur in der Richtung des Flusslaufes, sondern auch quer dazu auftreten, so wurden dieselben mit längs- und

querverlegten Eisenbahnschienen armiert. Bei beiden Pfeilern sind in den Ebenen der eigentlichen Unterfangung des alten Fundamentkörpers horizontal verlegte 1"-Röhren im Abstand von 3—3,5 m eingesetzt worden, um die Lagerfugen des alten Mauerwerkes auf dem neuen durch Zementinjektionen unter Druck zu verdichten. Zusammenfassend kann das Ergebnis der Fundamentverbreiterung durch folgende Daten charakterisiert werden, wobei die drei nebeneinander stehenden Ziffern, in der Richtung des Flusslaufes, die Tiefe der Sohle unter Oberkante Fundamentbankett angeben.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Pfeiler Seite Vallorbe, alter Teil bis | 7 | -3,5 | -1,5 m |
| neuer „ | 6,6/7,6 | -4,8 | -4,8 m |
| Pfeiler Seite Lausanne, alter Teil | 0,6 | -3,0 | -5,2 m |
| neuer „ | 2,4/3,6 | -3,6/4,6 | -6,6 m |

Die nunmehr auf zirka 200 m² vergrösserte Sohlenfläche entfällt zu rund 40% auf die neue vertiefte Fundation.

Für das über dem Fundamentbankett aufgehende *neue Mauerwerk des Sockels und des Pfeilerschafts* war lagerhafte Bruchsteinqualität mit Zementmörtel 300 kg Z pro m³ Sand vorgeschrieben. Die Aufmauerung und die Erstellung des Lehrgerüsts der Mittelöffnung erfolgten in einer gewissen Zwangsläufigkeit, indem das neue Mauerwerk als Ankerklotz für die frei vorzubauenden Gerüstschenkel benötigt wurde (Abb. 6). Die Kranzhölzer wurden in etwa 3—4 m Höhenabstand durch vorgelegte U-Eisenschliessen mit paarweise angeordneten Ankerstangen auf ungefähr 1,5 m Tiefe im neuen Mauerwerk verankert. Für die Verbindung des neuen Mauerwerkes mit dem bestehenden Pfeiler sind in Höhenabständen von etwa 2 bis 2½ m die Sichtsteine zweier aufeinander folgender Schichten herausgebrochen worden, wo der neue Teil in eine durchlaufende offene Fuge von 50 bis 60 cm Tiefe und 60 bis 70 cm Höhe eingemauert werden musste. Der schon erwähnte Spannriegel beim Pfeiler Seite Lausanne ist als 2 m starker Betonkörper mit oberer und unterer Schienenarmierung in der Druckrichtung ausgeführt worden. Das Betonieren erfolgte von der Felswand aus gegen den Pfeiler hin, wo eine Fuge offen gelassen worden ist, in welche nach genügender Erhärtung des Betons eine Zementdichtung unter 6 Atm. Druck hineingepresst wurde, so dass der Riegel schon in eine gewisse Anfangsdruckspannung versetzt war, bevor der Gewölbeschub ausgelöst wurde.

Für das *Kämpfer- und Gewölbemauerwerk* war ausgewählter lagerhafter Bruchstein mit Zementmörtel 400 kg Z pro m³ Sand vorgesehen. Da durch die Erfahrung nun zur Genüge erwiesen war, dass die bestehenden Pfeiler auch im Innern von sehr harter Beschaffenheit sind und Einbrüche auch mit neuzeitlichen Pressluftwerkzeugen einen erheblichen Arbeitsaufwand erforderten, so musste der nun auf grösserem Flächenumfang vorzunehmende Aufbruch für die Einmauerung der Kämpferzonen auf die geringstmögliche Tiefe reduziert werden. Daraus ergab sich für die Kraftübertragung durch Einmauerung, wie schon dargelegt worden ist, in überwiegendem Masse die Wirkungsweise durch Scherbeanspruchung auf der Rückwandfläche des Einbruchs. Bei allen drei Gewölben ist in der Weise vorgegangen worden, dass zuerst die weniger tiefen Einbrüche, 0,5 m im Minimum, zwischen den Wülsten und ausserhalb derselben gegen den Rand zu ausgebrochen und sogleich mit neuem Mauerwerk wieder ausgefüllt wurden. Dessen Vorderfläche, mit den Ansätzen zu einer kräftigen Verzahnung versehen, reichte ungefähr bis in die Flucht der spätern Einbruchrückwände in den Wülsten. Während dessen blieb der mittlere Teil der Wülste als Stütze bestehen (Abb. 7). In Abb. 8 a—d, wo die Reihenfolge der Arbeitsvorgänge zur Darstellung gebracht ist, sind die Einbrüche für dieses erste Stadium mit 1, 1 a bezeichnet und der anschliessend ausgeführte Mauerblock mit I. Im zweiten Baustadium sind die noch stehen gebliebenen Stützen der Wülste abgetragen worden (Einbrüche 2), und es konnte hierauf der Hauptblock II der Kämpferzone erstellt werden, womit das Stadium der Einmauerung und damit nach der Seite der Hauptöffnung zu auch die eigentliche Pfeilerverbreiterung zum Abschluss gebracht war. Während dieser Bauperiode ist in Tag- und Nachtschichten gearbeitet worden, in der Weise, dass nachts nur Mauerwerk herausgebrochen wurde und die Maurerarbeit am neuen Teile nur durch Tagschichten erfolgen durfte. Bemerkenswert ist auch noch die in Abb. 9 a—c zur Darstellung gebrachte Ausführung der eingesprengten Betontragschwellen an der Basis der Seitengewölbe, welche in einem Arbeitsvorgang betoniert wurden, so dass zur Sicherung der durchlaufenden Einbruchöffnung eiserne Stützen mit kurzen Deckenträgern verwendet werden mussten, welche miteinbetoniert worden sind. Diese Betonschwellen sind mit je 6 konsolartigen Vorsprüngen versehen, auf welchen die freitragenden Lehrgerüstbinder der Seitenöffnungen aufgelagert wurden.

Die *Berechnung der Lehrgerüste* erfolgte nach den Belastungsannahmen von Séjourné. Hiernach beträgt der wirksame Druck senkrecht zur Schalung, bezogen auf die Längeneinheit des Kranzholzes eines Binders $p = \gamma \; b \; d \sqrt{\cos \frac{3}{4} \alpha}$.

Es bedeuten:

$\gamma$ = das spezifische Gewicht des Gewölbemauerwerkes = 2,4;
$d$ = die Gewölbestärke, deren Last vom Lehrgerüst aufgenommen werden soll;
$b$ = den Binderabstand = 1,6 m, in allen drei Oeffnungen;
$\alpha$ = den Winkel der Gewölbelamellen gegen die Senkrechte.

Für $\alpha = 67{,}5°$, bezw. $90 - \alpha = 22{,}5°$ Neigung der Lagerfuge wird der Wert $p = o$. Einige Steinschichten tiefer begann auch die 8 cm starke Lehrgerüstschalung. Als wirksame Gewölbestärke $d$ sind die folgenden Werte eingeführt worden:

| Fertiger Bogen | Hauptöffnung | Gr. Seitenöffn. | Kl. Seitenöffn. |
|---|---|---|---|
| im Scheitel | 1,50 m | 1,30 m | 1,20 m |
| im Kämpfer | 2,68 m | 2,20 m | 1,70 m |
| *Annahme für d* | *1,20 m* | *1,00 m* | *0,70 m* |

Die Lehrgerüste sind also unter der Annahme berechnet worden, dass die Gewölbe je in 2 Ringen ausgeführt würden, tatsächlich ist dann davon abweichend das grosse Gewölbe teilweise in 3 Ringen hergestellt worden. Die zulässige Beanspruchung des Gerüstholzes ist wie folgt begrenzt worden: Auf Druck und Biegung $\sigma$ max. = 80 kg/cm², auf Knicken $\sigma_K \max = \frac{80}{1 + \left(\frac{\varphi}{24}\right)^2}$ wobei $\varphi = \frac{l}{b}$ das Verhältnis der Knicklänge zur kleinsten Breite des Druckstabes bedeutet. Die Binder aller 3 Oeffnungen sind als freitragende Sprengwerksysteme gleichartiger Aus-

bildung ausgeführt worden, deren Stützweite unter 30 m blieb. In der Mittelöffnung ruhten die Sprengwerke beidseitig auf einem fast 30 m hohen konsolartig vorgebauten Unterteil, Gerüstschenkel, auf, der, wie schon bemerkt worden ist, im Mauerwerk der Pfeilerverbreiterung sorgfältig verankert wurde. Die Stirnstösse in den dreiteiligen Hauptpfosten der Gerüstschenkel sind durch dünne Blecheinlagen gegen Einquetschungen gesichert worden. Ausser einer Windverstrebung auf der oberen Plattform der achtstöckigen Gerüstschenkel war noch eine Verstrebung in halber Höhe derselben angeordnet. Für die Einrüstung als doppelspurige Brücke sind in allen drei Oeffnungen je 6 Binder mit 1,60 m Axabstand errichtet worden. Auch beim hohen Mittelgerüst ist von einem Queranzug oder einer Verbreiterung nach unten Umgang genommen worden.

Als Ueberhöhungen der Lehrgerüste waren vorgesehen, 8 cm in der grossen Oeffnung mit rund 48 m Höhe von der betonierten Aufstandschwelle der hohen Gerüstschenkel bis zum Kranzholz im Scheitel, und je 5 cm in den Seitenöffnungen mit 20 m bezw. 12 m Gerüsthöhe, bezogen auf die Auflagerkonsolen an den Basisschwellen der Gewölbe. Bemerkenswert ist noch das eigenartige, vom Erbauer der Lehrgerüste *Richard Coray* angewandte Verfahren des Ausrüstens. Es beruht im Prinzip darauf, dass an den Doppelhölzern der Sprengwerk-Hauptstreben, beim einen Holz oben und beim andern unten, eine Fuge herausgesägt wird und alsdann durch Regulierung mit den Verbindungsschrauben die eine Hälfte gegen die andere allmählich abgelassen wird. Gleichzeitig wird durch Lösen von Keilen in den Kranzhölzern Spiel geschaffen für die Verengung des Kranzringes; an dieser Dilatationsstelle sind auch die Schalhölzer von Anfang an mit gegenseitigem Spielraum aufgelegt. Die Lehrgerüste erforderten an geschnittenem Holz rund 470 $m^3$ für die grosse Mittelöffnung und 180 $m^3$ bezw. 50 $m^3$ für die grosse und die kleine Seitenöffnung, insgesamt 700 $m^3$ Holz und 40 t Eisen, d. h. 57 kg pro $m^3$ Holz. Die Gesamtkosten für die 3 Lehrgerüste betrugen Fr. 100 000. In der Mittelöffnung allein kann mit einer inneren Gewölbeleibung von etwa 850 $m^2$ gerechnet werden, gemessen bis auf den Sockelvorsprung, soweit auch die Kranzhölzer reichten; der spezifische Holzverbauch bezogen auf den $m^2$ dieser Fläche beträgt 0,55 $m^3$. Für die Seitenöffnung Vallorbe ergibt sich die entsprechende Ziffer, bei rund 350 $m^2$ Leibungsfläche, zu 0,5 $m^3$.

Der *Bogen der grossen Mittelöffnung*, welcher zuerst erstellt wurde, ist bis und mit den Basisklötzen der ersten (hohen) Zwischenpfeiler, d. h. bis zu etwa 28 ° Neigung der Lagerfuge, in voller Gewölbestärke fertig gemauert worden. Hier wurde die erste offene Fuge 1 eingeschaltet und begann das Wölben in Ringen (vergl. Abb. 8 a). Als Scheitelbelastung des Lehrgerüstes wurden beidseitig vom Schlussstein je die 7 ersten Schichten ungefähr in halber Gewölbestärke erstellt; hierbei erfuhr der Scheitel eine Setzung von 2,4 cm. Ungefähr gleichzeitig begann beidseitig das Mauern des ersten Ringes auch von den offenen Fugen 1 aus. Anschliessend an die Scheitelauflast wurde sodann auch von oben her weitergearbeitet, sowie von einer künstlichen Spriessung aus, welche bei ungefähr 60 ° Neigung auf der Lehrgerüstschalung errichtet war. Noch bevor dann von unten her die offene Fuge 3 erreicht worden war, musste die Scheitellast vergrössert werden durch Fertigstellen der sieben ersten Schichten beidseitig vom Schlussstein auf die volle Gewölbestärke (Abbild. 10 a—b). Hierauf wurde die Wölbung von unten her weitergeführt und endigte an der Spriessung bei 60 °, wo nach Beseitigung derselben die offene Fuge 4 verblieb. Das Schliessen des ersten Ringes erfolgte in der Weise, dass zuerst die offenen Fugen No. 1, 4 und 5 und sodann No. 2 und 3 zunächst nur im unteren Teil ausgestopft wurden, worauf der gleichzeitige Schluss aller Fugen auf ⅓ der vollen Gewölbestärke erfolgte. Die Bewegungen des Lehrgerüsts wurden sorgfältig verfolgt, und es ist bis zum Schluss des ersten Ringes eine totale Setzung im Scheitel von 4,0 cm festgestellt worden.

Für die Ausführung des zweiten Ringes wurde auf jeder Bogenhälfte bei ungefähr 55 ° Neigung der Lagerfugen eine Spriessung erstellt und die Mauerung begann gleichzeitig an dieser Spriessung und von der offenen Fuge 1 aus. Die an diese Kämpferfuge anschliessenden ersten Schichten sowie der ganze obere Abschnitt, beginnend von der Spriessung aus, wurden im zweiten Arbeitsvorgang bis auf die volle Gewölbestärke gemauert. Nach Versetzen des mittleren Drittelstückes der Schlusssteinschichte sind alle offenen Fugen, welche als Fortsetzung derjenigen im ersten Ringe angeordnet waren, bis auf zwei Drittteile der Gewölbestärke geschlossen worden. Als dritter Ring verblieb auf jeder Bogenseite nur noch die Ergänzung auf die volle Gewölbestärke zwischen den Neigungswinkeln 33 ° bis 55 °. Die Mauerung erfolgte von unten her mit offenen Fugen wie früher. Nach Einsetzen des obern Drittelstückes der Schlusssteinschicht sind alle Fugen dann gleichzeitig bis zur äusseren Leibung geschlossen worden. Mit dem Wölben des ersten Ringes ist am 2. August 1924 begonnen worden und das Schliessen der Fugen im dritten Ringe erfolgte am 6. September. Während der Mauerung des 2. und 3. Ringes hat sich das Lehrgerüst im Scheitel noch um 1 cm gesetzt, so dass im ganzen eine Setzung von 5 cm eingetreten ist. Die Erstellung der Gewölbe in den beiden Seitenöffnungen erfolgte in zwei Ringen, ähnlich wie vorstehend für die Mittelöffnung beschrieben worden ist. Zwischen dem Scheitel und der offenen Kämpferfuge sind in der grösseren Seitenöffnung noch je zwei Zwischenfugen offen gelassen worden und in der kleineren Seitenöffnung je eine. Die Setzung der Lehrgerüste im Scheitel betrug in beiden Oeffnungen rund je 1 cm. Als Einlagen zum Offenhalten der Fugen sind 20 mm dicke Stäbe aus Walzblei verwendet worden; für alle 3 Gewölbe zusammen wurden 5225 kg Blei benötigt.

Die *Beobachtungen* während des *Ausrüstens der Gewölbe* sind mit Neigungsmessern und vermittels Einsenkungsmessern, die an der eisernen Brücke befestigt waren, ausgeführt worden. Nach mehrtägigen Vorbereitungsarbeiten am Lehrgerüst der grossen Mittelöffnung, welche als erste am 23. September, also 2½ Wochen nach Gewölbeschluss zur Ausrüstung gelangte, dauerte der Vorgang etwas mehr als 2 Stunden. Die Scheitelsetzung des Gewölbes war eine sehr stetige und betrug am Schlusse 0,5 mm an der flussabwärtigen Stirnseite, bezw. 0,7 mm flussaufwärts, im Mittel also 0,6 mm. Im Scheitel der grösseren Seitenöffnung (Vallorbe), wo der zweite Gewölbering am Tage vorher fertig gemauert worden war, jedoch noch nicht geschlossen wurde, ist eine Hebung um 0,1—0,2 mm festgestellt worden. In der kleineren Seitenöffnung (Lausanne), wo allerdings keine Beobachtungen angestellt worden sind, war etwas vorher der erste Gewölbering

geschlossen worden. Aus dem Verhalten der Neigungsmesser, welche auf den Pfeilerköpfen beider Hauptpfeiler parallel zur Brückenaxe aufgestellt waren, konnte beim Pfeiler Vallorbe höchstens auf die Tendenz zu einer Ausweichbewegung nach der Seitenöffnung hin geschlossen werden. Das Ausrüsten der Seitenöffnungen wurde 8 bezw. 5 Tage nach Gewölbeschluss vorgenommen, am 2. Oktober 1924 in der grossen und am 10. Oktober in der kleinen; die während des Ausrüstens beobachteten Scheitelsetzungen sind unter 0,5 mm geblieben. Zu diesen Beobachtungen ist nun allerdings anzufügen, dass bei den stark überhöhten Gewölbeformen, wie sie hier vorliegen, durch das Ausrüsten die Setzungen erst eingeleitet worden sind und Nachwirkungen von einiger Dauer noch weitere Formänderungen zu bewirken vermochten. So ist durch direkte Nivellemente festgestellt worden, dass die gesamte Scheitelsenkung der Mittelöffnung bis eine Woche nach erfolgtem Ausrüsten auf 2 mm anstieg; bei der Seitenöffnung Vallorbe betrug der Endwert 5 mm.

Der *Aufbau der Zwischenpfeiler*, welcher in jeder Oeffnung erst nach dem Ausrüsten begonnen wurde, erfolgte in voller Breite bis etwa 0,5 m unterhalb der Eisenkonstruktion. Auf dieser Höhe angelangt, wurden auf den Pfeilern die Holzauflager für die eiserne Brücke vorbereitet, bestehend aus einer Schicht längs gelegter eichener Schwellenstücke und aufsitzendem Keilpaar aus Hartholz. Die Auflagerung der eisernen Brücke erfolgte auf allen Zwischenpfeilern gleichzeitig während einer geeigneten Zugspause durch Anziehen der Keile. Damit war, noch im Spätherbst des Jahres 1924 und rund 13 Monate nach Baubeginn, der Verkehr auf die neuen Gewölbe übergeleitet und diejenige Bauperiode eingeleitet, wo die weiteren Bauarbeiten im engsten Zusammenhange mit dem Abbruch der Eisenkonstruktion vor sich gehen mussten (vergl. Abb. 2). Zunächst wurde durch Beseitigung des unteren Windverbandes und des alten Besichtigungssteges Platz geschaffen für die Erstellung der neuen Gehwegkonstruktion aus Eisenbeton und für das Aufbetonieren der Pfeiler bis unter die Fahrbahn. Als Mischungsverhältnis für den Pfeilerbeton war vorgeschrieben 200 kg Z pro $m^3$ Kies und Sand. Der milde Vorwinter 1924/25 erlaubte es, diese im Innern der alten Eisenbrücke vorzunehmende und besonders für das Einbringen des Betons mühsame Arbeit sozusagen ohne Unterbruch durchzuführen, so dass schon Ende Dezember 1924 mit dem Auswechseln der Fahrbahn vom Brückenende Vallorbe aus begonnen werden konnte. Notwendigkeit und Zweck dieses provisorischen Umbaues der Fahrbahn sind bereits bei der allgemeinen Skizzierung des Bauvorganges dargelegt worden.

Die Anordnung der *provisorischen Fahrbahn* ist in Abb. 11 dargestellt. Die Zwillingsträger wurden, möglichst mit aufgeschraubter Schiene, in Stössen von 15 bis 16 m links und rechts neben dem Geleise bereitgestellt (Abb. 12), und die Lösung der alten Längsträger von den Querträgern ist soweit als möglich vorbereitet worden. Eine Zugspause am Vormittag von knapp 3 Stunden war ausreichend, um bis 45 m Geleiselänge auf einmal umzubauen. In der verfügbaren Zeit mussten die alten Schienen und Schwellen abgeräumt, die bestehenden Längsträger weggetragen und alles Altmaterial auf Rollwagen abgeführt werden. Alsdann wurden die neuen hölzernen Auflagerteile auf den Betonuntersätzen verlegt und die Zwillingsträger von Hand seitwärts eingeschoben. Damit war die Fahrbahn, ohne Aenderung der Schienencote, losgelöst von der eisernen Brücke, zugleich ein freierer Arbeitsraum geschaffen und auch der erforderliche Spielraum vorhanden, um die eisernen Querträger ohne Gefährdung der Fahrbahn zu demontieren. Sobald die provisorische Fahrbahn auf eine genügende Länge erstellt war, konnte die Beseitigung der alten Brücke hinterher nachfolgen.

Für den *Abbruch der Eisenkonstruktion* sind neuzeitliche Brennschneideapparate verwendet worden. Von einem auf den Obergurten der Gitterträger verfahrbaren Portalkran aus mit schwenkbarer Katzlaufbahn wurden die abzutrennenden Teile gehalten und hochgezogen (Abb. 13). Der Abbruch der Hauptträger erfolgte durch einen horizontalen Brennschnitt in halber Trägerhöhe und Ausheben der oberen und unteren Trägerhälfte in ungefähr 4 m langen Stücken. Die Beseitigung des rund 120 m langen eisernen Ueberbaues im Gewichte von 344 t beanspruchte 40 Arbeitstage, was einer mittleren Tagesleistung von 3 m entspricht; aufgewendet wurden rund 6000 Arbeitsstunden. In diesen Zeitangaben sind die Aufwendungen für die Installationen eingeschlossen.

Bei der *Fortführung der Bauarbeiten* am Sparbogenüberbau musste, zur Vermeidung ungünstiger Zugbeanspruchungen in den Hauptgewölben, von den Gewölbescheiteln aus möglichst symmetrisch nach beiden Seiten vorgegangen werden. Nachdem der Abbruch der Eisenkonstruktion die Scheitelzone der Seitenöffnung Vallorbe überschritten hatte (Abb. 14), konnten die 4 mittleren Zwischenpfeiler dieser Oeffnung bis auf Kämpferhöhe der Spargewölbe auf die volle Pfeilerbreite ergänzt werden, und anschliessend wurden die drei mittleren Gewölbe eingeschalt und betoniert. Dank dem raschen Fortschritt im Abbruch der Eisenkonstruktion war auch die Mittelöffnung bald freigelegt und konnte dort vom Scheitel aus mit der Verbreiterung der Pfeiler begonnen werden (Abb. 15). Während dann hier die drei mittleren Sparbogen eingeschalt wurden, sind noch die äusseren Bogen in der Seitenöffnung Vallorbe fertig gestellt worden, so dass im ganzen 7 Lehrgerüste gleichzeitig in Verwendung standen, wofür 66 $m^3$ geschnittenes Holz benötigt worden sind. Zum guten Anschluss der Pfeilerergänzungen an das Mittelstück sind die Trennungsfugen mit kräftiger Verzahnung versehen und ausserdem durch 3 Schichten Armierungseisen von 22 mm Durchmesser verstärkt worden, welche vorübergehend rechtwinklig nach unten abgebogen werden mussten (vergl. Abb. 11). Die verhältnismässig niederen Stirnmauern konnten ohne besondere Rücksichtnahme auf die Lastverteilung erstellt werden.

Ueber den Sparbogengewölben ist ein magerer Füllbeton aufgebracht worden, Mischung 100 kg Z pro $m^3$ Kies und Sand, dessen Oberfläche nach dem Quer- und Längsgefälle der Entwässerung abgeglichen ist, d. h. mit 3% Quergefälle gegen die Brückenaxe zu und 7—13% Längsgefälle, je nach der Entfernung der Abfallrohre. Letztere, 12 cm weite Gussrohre, sind in das Innere der Zwischenpfeiler verlegt und für den Durchtritt durch das Gewölbe in den Fugenwinkeln desselben abgebogen. Die wasserdichte Abdeckung auf dem Füllbeton besteht aus zwei je 1 cm starken Asphaltgussschichten mit einer 3 cm starken Zementmörtelschutzschicht 1 : 3. Da die Betonuntersätze unter den provisorischen Fahrbahnträgern über die wasserdichte Abdeckung hinaus vorstehen, musste dieselbe um diese Betonkörper dicht herumgeführt werden. Der noch frei bleibende obere Teil sowie die Rückwände der Stirnmauern erhielten

einen 2 cm starken Zementmörtelverputz (500 kg Z per m³ Sand) mit zweimaligem Teerüberzug. Ueber der wasserdichten Abdeckung ist der Raum bis zum Schotterbett mit einer dichten Steinpackung ausgefüllt. Nachdem zuerst die flussabwärtige Stirnmauer, längs welcher auch die Schwachstromkabel verlegt sind, fertig gestellt war, wurde die ganze Langschwellenfahrbahn so weit an diese Stirnmauer herangerückt, bis das Geleise in die Axe der flussabwärtigen Spur gebracht war. Unmittelbar darauf ist auf diesem Geleise dann anfangs Juni 1925 mit den elektrischen Versuchsfahrten begonnen worden. Durch diese Verschiebung der Fahrbahn ist die flussaufwärtige Brückenhälfte frei gelegt worden für das Einbringen des Schotters und das Verlegen des neuen Oberbaues. Nach Inbetriebnahme dieses Geleises ist dann die Zwillingsträger-Fahrbahn abgeräumt und das neue Geleise auch auf der flussabwärtigen Seite fertiggestellt worden. Während der abwechslungsweisen Betriebsführung auf der einen und anderen Brückenhälfte wurde auch die dringend nötige Instandstellung der Gewölbe über den alten Sparöffnungen in den Widerlagern durchgeführt. Der doppelspurige elektrische Betrieb ist am 1. Juli 1925 wieder aufgenommen worden, nachdem während 20½ Monnaten zwischen Le Day und Vallorbe der Verkehr auf ein Geleise beschränkt gewesen war.

Die *Probebelastung* der neuen Brücke mit vier Lokomotiven, zwei auf jedem Geleise, hatte das bemerkenswerte Ergebnis, dass die Scheitelsenkungen in der grossen Seitenöffnung wie auch in der Mittelöffnung unter $^{3}/_{10}$ mm blieben. War nur ein Geleise belastet, so erreichten die Durchbiegungswerte an beiden Stirnseiten ziemlich genau die Hälfte; Spuren einer Querneigung im Scheitel, infolge einer grösseren Einsenkung unter dem belasteten Geleise, waren nur an sehr empfindlichen Klinometern bemerkbar. Die Neigung betrug 1—2 Bogensekunden, oder auf die Gewölbebreite von 8,09 m bezogen $^{6}/_{100}$ mm. Für den eingespannten elastischen Bogen der Mittelöffnung ergibt sich, ohne Rücksichtnahme auf den kontinuierlichen Gewölbeüberbau der Sparöffnungen und mit dem relativ hohen Werte $E = 500$ t/cm² eine grösste elastische Einsenkung von 0,62 mm für den verwendeten Belastungszug; der wirklich gemessene Wert betrug aber noch etwas weniger als die Hälfte. Es ist damit erwiesen, dass der Spargewölbeüberbau als ganz erhebliche Versteifung der Hauptgewölbebogen wirksam ist und mit denselben ein einheitlich wirkendes Tragwerk bildet. Dementsprechend waren auch die Schwingungen sehr gering. Horizontal konnten keine solchen registriert werden; der Verlauf der vertikalen Schwingungen ist aus den in Abb. 16, a und b, wiedergegebenen Einsenkungsdiagrammen ersichtlich.

### 5. Kubaturen und Kosten.

Im Werkvertrag mit der Bauunternehmung sind erstellt worden, einschl. dem Magerbeton über den Gewölben und den Abdeckplatten aus Granit, neues Mauerwerk 8 550 m³

Hierzu wiederverwendetes Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager rund 8 450 m³

Gesamter Mauerwerkinhalt nach Umbau 17 000 m³

Die Kubaturen und Kosten verteilen sich wie folgt:

| | | |
|---|---|---|
| 1. | Für 5610 m³ Mauerwerk der *Mittelöffnung*, einschliesslich Fundamentaushub, Ausbruch von bestehendem Mauerwerk, alle Zuschläge für Sichtflächen und Erschwernisse durch den Bahnbetrieb und Lehrgerüst des grossen Bogens (oder Fr. 100 pro m³ Mauerwerk) | Fr. 561 000 |
| 2. | Dasselbe für 2280 m³ Mauerwerk der Seitenöffnungen (oder Fr. 117.50 pro m³ Mauerwerk) | „ 268 000 |
| 3. | Für die Auffüllung über den Sparbogengewölben 560 m³ Magerbeton und 340 m³ Steinpackung, für die wasserdichte Abdeckung und die Abdeckung der Stirnmauern mit rund 100 m³ Granitplatten (oder Fr. 65 für den m² Fahrbahn zwischen den Geländern) | „ 65 000 |
| 4. | Für den öffentlichen Gehsteg von rund 136 m Länge mit 1,50 m lichter Breite und einschl. drei Pfeilerdurchbrüche mit 71,5 m³ Ausbruch, welche Fr. 6000 erforderten | „ 14 500 |
| 5. | Verschiedenes | „ 9 000 |
| | Summe | Fr. 917 500 |

Hierfür hat die Bauunternehmung 200 154 Arbeitsstunden mit dem mittleren Lohnsatze von Fr. 1.38 aufgewendet. Die Aufrissfläche zwischen den bestehenden Widerlagern und den Fundamentsohlen der Pfeiler bis Schienenhöhe beträgt rund 5500 m², mithin ist der Einheitspreis Fr. 167 pro m².

Zu den Aufwendungen für die eigentlichen Bauarbeiten treten nun noch die Kosten für das Einrichten des einspurigen Betriebes und die provisorische Fahrbahn, ferner für Abbruch der Eisenkonstruktion, neuen Oberbau und Vollendungsarbeiten, im Betrage von rund Fr. 185 000. Mit Einschluss einer Summe von Fr. 55 000 für Bauleitung und Bauzinsen kommt der Umbau der Brücke auf Fr. 1 157 500 zu stehen. Die Abschreibungen, in erster Linie für die alte Eisenkonstruktion nach Abzug des Eisenwertes derselben, sodann auch für abgebrochenes Mauerwerk usw., stellen sich auf rund Fr. 210 000, so dass die umgebaute Brücke heute einen Wert von rund Fr. 1 387 000 repräsentiert.

Das Umbauprojekt der Brücke ist von der Brückensektion bei der Generaldirektion der S. B. B. in Bern, unter Leitung des Sektionschefs Ing. *A. Bühler*, ausgearbeitet worden. Die Bauausführung lag in den Händen der Kreisdirektion I der S. B. B., in Lausanne, welche ihren technischen Beamten *Chapuis* als örtlichen Bauleiter bestellte. Die gesamten Bauarbeiten sind von der Unternehmung *Bollini & Chiavazza* in Baulmes und St. Prex, welche das Ingenieurbureau *Glapey* in Lausanne als Berater zugezogen hatten, ausgeführt worden. Der Abbruch der alten Eisenkonstruktion, einschliesslich der hängewerkförmigen Unterspannungen, war den Ateliers de Constructions mécaniques in Vevey übertragen worden. Mit dem schwierigsten Teil der Bauausführung, der Erstellung der Lehrgerüste, hat die Bauunternehmung den bekannten Gerüstbauer *Richard Coray* in Chur betraut. Dank der pflichtgetreuen Mitarbeit aller Beteiligten konnte das Werk ohne nennenswerten Unfall und ohne die geringste Betriebsstörung vollendet werden.

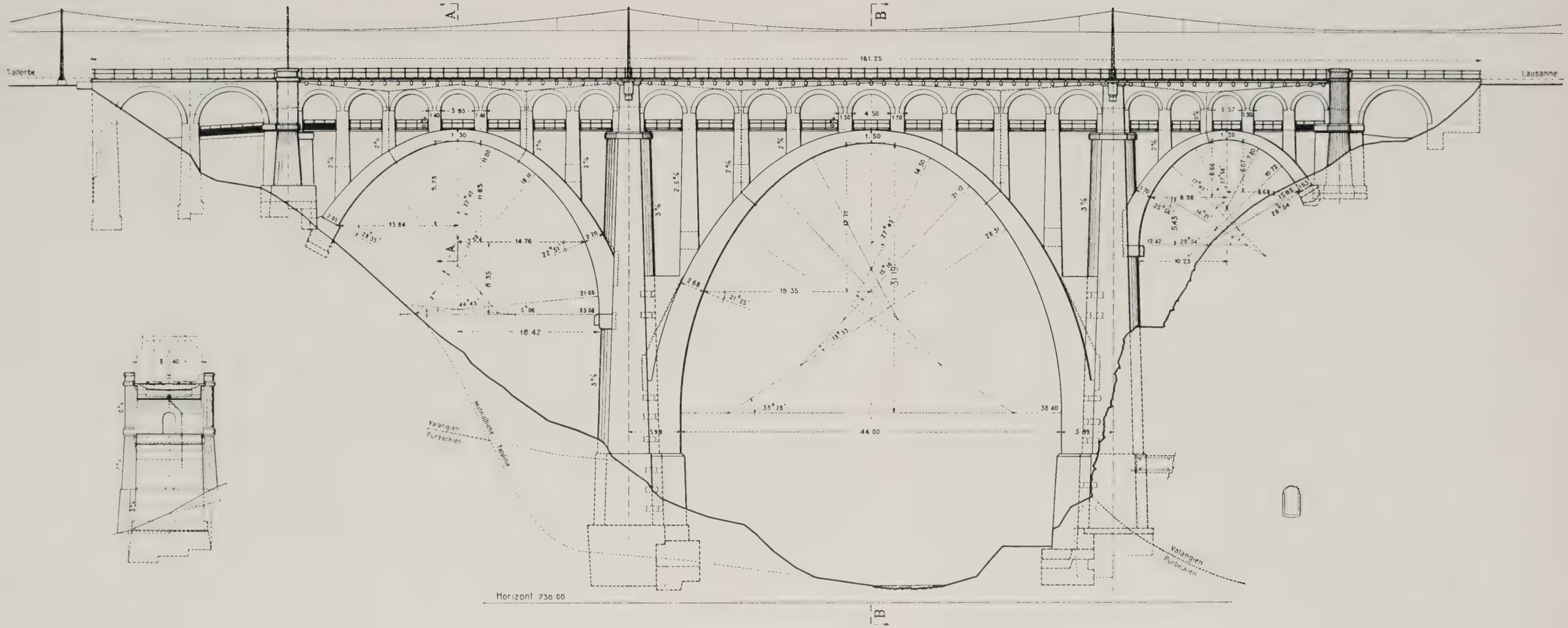
Die Bahnverwaltung hat es sich angelegen sein lassen, im Rahmen der verfügbaren Mittel der Gegend ein Bauwerk zu verschaffen, das ihr zur Zierde gereichen sollte (Abb. 17). Es dürfte sicher gelungen sein, die sehr ungünstige Disposition mit den drei stark ungleichen Oeffnungen in befriedigender Weise zu überwinden, indem der über die ungleichen Gewölbe aufgesetzte Sparbogenüberbau, in Verbindung mit der imposanten Mittelöffnung, eine Gesamtwirkung schafft, gegenüber welcher das ungünstige Verhältnis der Gewölbeweiten der Seitenöffnungen in den Hintergrund tritt. Letzten Endes ist die Bauform allerdings die zwingende Folge der Baumethode gewesen, welche es ermöglicht hat, den wünschenswerten Ersatz der eisernen Brücke durch Gewölbe herbeizuführen und die entgegenstehenden Schwierigkeiten zu überwinden. Wenn nach einer alten Regel Bauwerke als gelungen zu betrachten sind, denen man nichts mehr von den Schwierigkeiten ihrer Entstehung ansieht, so darf sicherlich auch der Viaduc du Day ihnen beigezählt werden.

Abb. 1. Alte Brücke mit hängewerkförmigen Unterspannungen flussabwärts gesehen.

Abb. 2. Brücke im Baustadium flussaufwärts gesehen.
Eiserne Brücke auf den Gewölben aufgelagert, die Pfeiler werden im Innern der Eisenkonstruktion erhöht.

Abb. 3. Ansicht flussaufwärts. Der Sparbogenbau ist noch in Ausführung begriffen.

Abb. 4. Ansicht der flussabwärtigen Stirnseite der neuen Brücke.



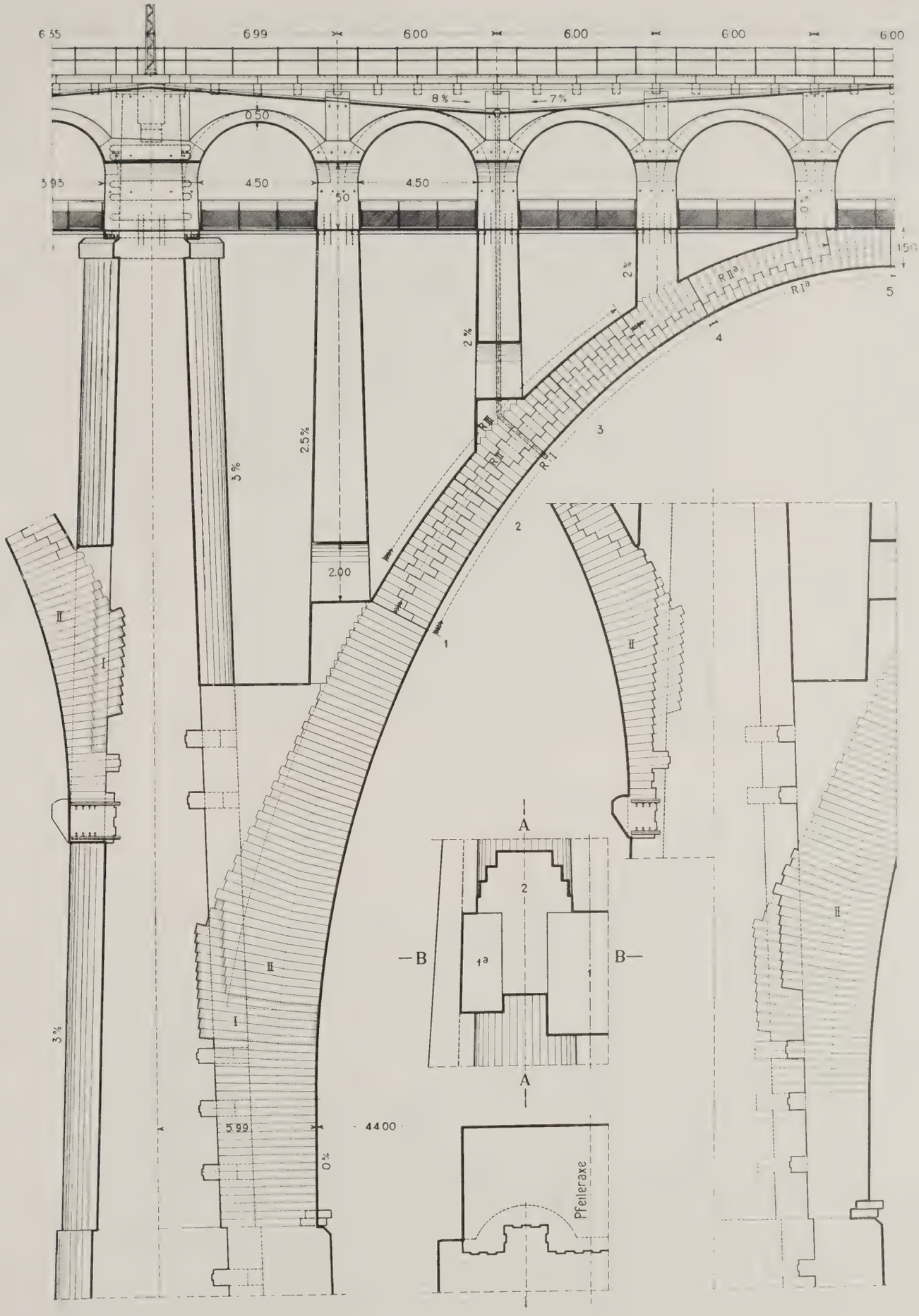

b) Querschnitt A — A
1 : 600.

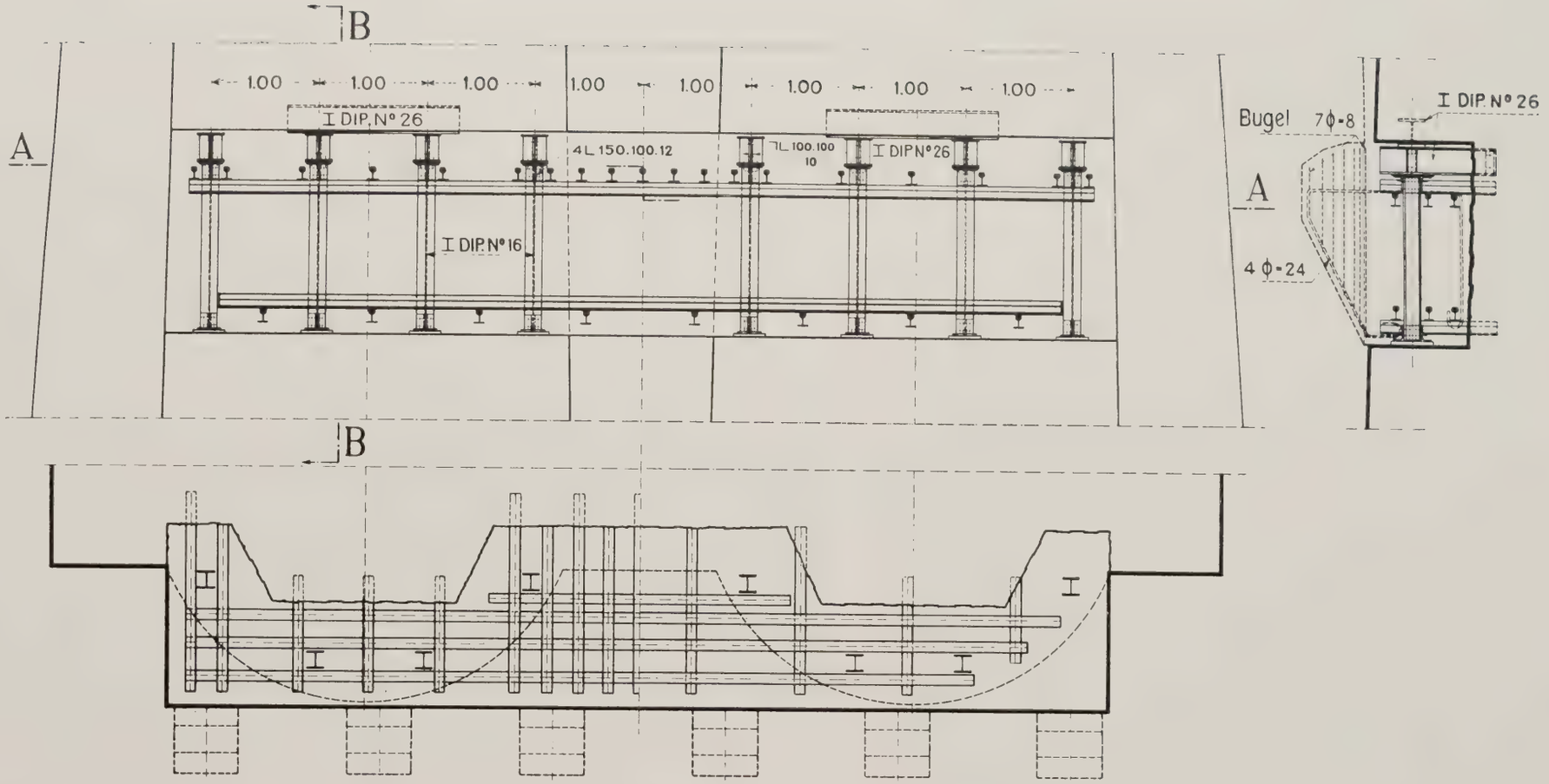
a) Ansicht flussabwärts. 1 : 600.

Abb. 5.

Abb. 6. Ansicht flussaufwärts.

Abb. 7. Hauptpfeiler Seite Lausanne mit den Ausbrüchen für die Einmauerung der Kämpfer der kleinen Seitenöffnung.


6.35
6.99
6.00
6.00
6.00
6.00
8%
7%
0.50
3.93
4.50
.50
4.50
0.50
1.50
5
4
3
2
1
2%
2%
2.5%
3%
3%
2.00
RIIIa
RIIIa
RIIIa




Oben links: a) Ansicht. 1:60 rechts: c) Querschnitt B—B. 1:60

Unten: b) Horizontalschnitt A—A. 1:60

Abb. 9. Bauausführung der Gewölbebasis an Hauptpfeiler Vallorbe für die grosse Seitenöffnung.

Abb. 10a. Bogenhälfte Seite Vallorbe der Mittelöffnung. Erster Gewölbering in Ausführung.

Abb. 10b. Ansicht flussabwärts. Erster Gewölbering der Mittelöffnung in Ausführung.

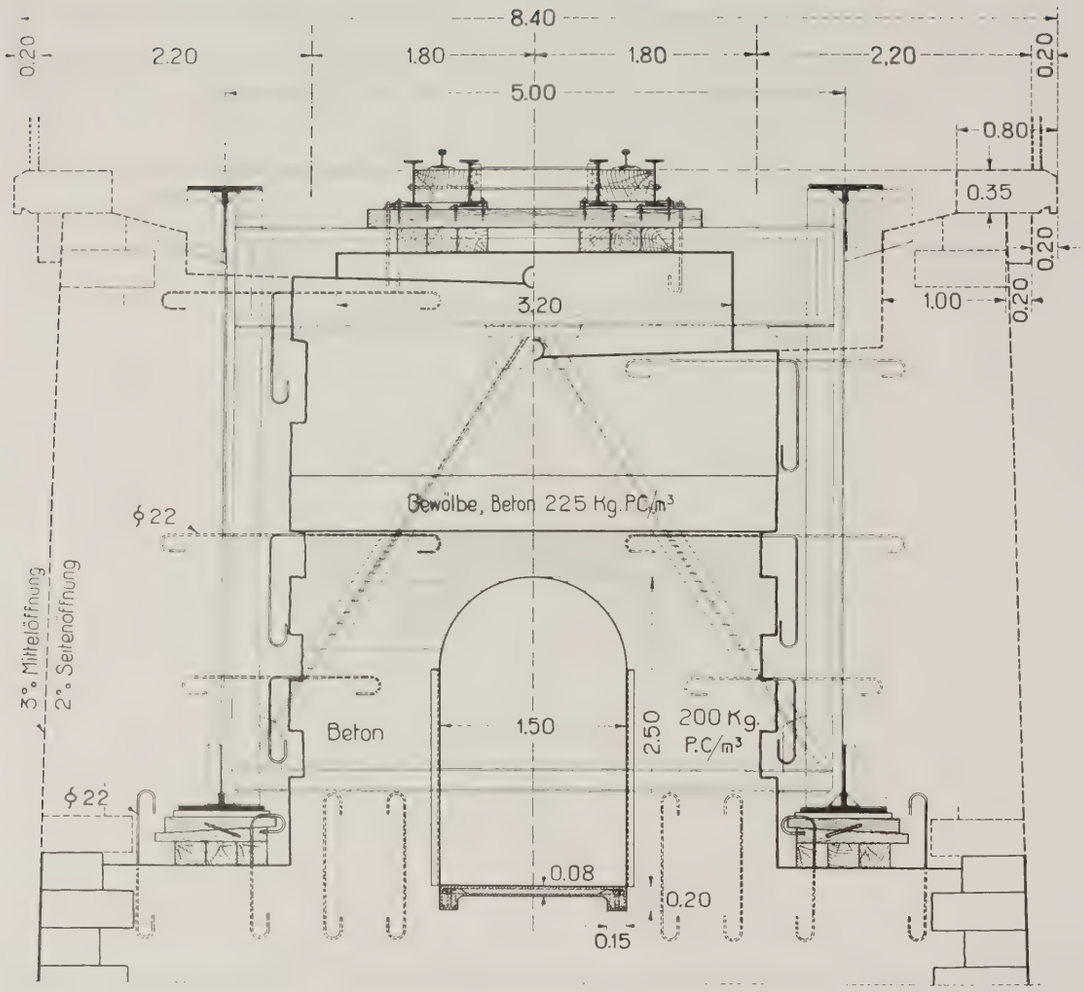
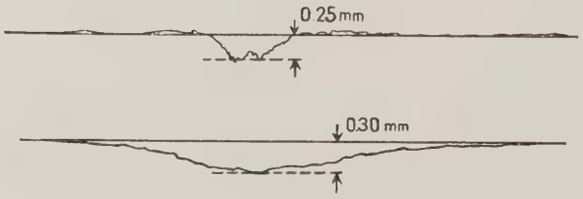



Abb. 11. Querschnitt: Provisorische Fahrbahn, Eisenkonstruktion vor dem Abbruch, 1:60.




a) 65 km Geschwindigkeit mit Abbremsen.
b) Überfahrt mit 65 km Geschwindigkeit.

Abb. 16. Schwingungsdiagramme.

Abb. 12. Vorbereitung der Fahrbahnauswechslung am Brückenende Vallorbe.

Abb. 13. Portalkran mit schwenkbarem Katzlaufkran für den Abbruch der Eisenkonstruktion.

Abb. 14. Seitenöffnung Vallorbe vor der Wiederaufnahme der Bauarbeiten.

Abb. 15. Provisorische Fahrbahn mit Baustadien des Sparbogenüberbaues. Gesamtansicht flussabwärts.

SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES
GROUPE DU BÉTON

# Réservoir de douze mille mètres cubes au Calvaire sur Lausanne

## Examen des résultats de l'épreuve par remplissage unilatéral

Rapport présenté par
M. le professeur *A. Paris*, ingénieur civil.

Réservoir du Calvaire. Chambre occidentale.

# Réservoir de douze mille mètres cubes au Calvaire sur Lausanne

## Examen des résultats de l'épreuve par remplissage unilatéral

Essais de réception demandés par la Ville de Lausanne au Groupe professionnel du Béton dans la Société suisse des Ingénieurs et des Architectes.

Lausanne, Printemps 1924

RAPPORT

| | |
|---|---|
| Direction des Travaux de construction: | Services industriels de la Ville. |
| Auteur du projet d'exécution: | Mr. *A. Paris*, ingénieur conseil. |
| Entrepreneur: | Mr. *Jean Zolla*, Lausanne. |
| Direction des essais: | Mr. *Fr. Hübner*, ingénieur du Contrôle fédéral des Ponts, à Berne. |
| Rapporteur de la Commission: | Mr. *A. Paris*, ingénieur, Professeur à l'Université de Lausanne. |

### I. Introduction.

Dans le but de coordonner le service de ses eaux de source, la Ville de Lausanne a fait construire un grand réservoir, suffisant pour doubler sa réserve journalière. Divisé en trois chambres parallèles, le réservoir en béton armé repose sur le rocher de molasse, dans lequel il pénètre de quatre mètres environ. Sa forme générale à peu près rectangulaire (fig. 1 à 3) mesure environ 58 m sur 40 m. Les parois de séparation sont calculées pour une hauteur d'eau de six mètres; elles ont 30 cm d'épaisseur en bas et 15 cm en haut; elles s'appuient contre les piliers de support des voûtes de couverture et forment, dans leurs champs normaux, des panneaux rectangulaires de 4,27 m de largeur entre axes, sur 6,45 m de hauteur maximum.

Le remplissage initial, opéré par étapes, a été surveillé au moyen d'une importante collection d'appareils de précision, fleximètres et clinomètres Stoppani, obligeamment prêtés par le Département fédéral des Chemins de fer, la Direction générale des Chemins de fer fédéraux, l'Ecole d'Ingénieurs de Lausanne, le Groupe professionnel du Béton S. I. A. et quelques membres isolés.

Les vingt fleximètres assuraient le centième de millimètre lu, avec évaluation possible au delà; les sept clinomètres donnaient 1,18 seconde d'arc par unité de lecture au tambour. Les fleximètres étaient fixés sur un bâti métallique libre de tout contact avec les opérateurs.

Posé à même le sol bétonné sur la haute pente du réservoir pour l'examen du 1$^{er}$ panneau, le bâti était trop court d'une vingtaine de centimètres devant le panneau qui nous occupe; il a fallu le caler sur madriers, et Mr. *Hübner* a posé deux clinomètres sur ses traverses inférieures pour surveiller les effets du gonflement par l'humidité intense; la correction a été portée aux lectures selon fig. 5; les diagrammes de déformation (fig. 7) en tiennent compte.

Outre la preuve de stabilité de l'ouvrage, les essais tendaient à la recherche de son travail intérieur et de sa concordance avec les calculs usuels.

Dosé plastique, le béton comportait, par mètre cube fini, 350 l de sable, pour 800 l de gravier de la Dranse et 350 kg de ciment portland artificiel; son module d'élasticité a atteint 280 à 300 mille kg par cm$^2$, et sa résistance à l'écrasement de 220 à 250 kg/cm$^2$; l'armature était très soignée. La flèche maximum, d'un millimètre environ, c'est à dire moins du quatre millième de la petite portée, est presque entièrement revenue à zéro après déchargement.

L'encastrement sur le sol de molasse a été plus fort que prévu; la colonne d'eau a produit un léger déversement élastique des piliers vers l'arrière; ce mouvement est aussi revenu à zéro au déchargement.

Les surfaces de déformation sous charge maximum (fig. 8 à 10) ont été traduites par des surfaces topographiques, dont les coupes droites orthogonales ont servi de base aux études qui suivent. L'élasticité des piliers latéraux et de la margelle supérieure y intervient sensiblement.

Les épreuves ont été suivies par Mr. *Chastellain*, ingénieur des Eaux de la Ville, Mr. *Meylan*, ingénieur adjoint, Mr. le *Dr. M. Paschoud*, professeur à l'Université, MM. Dr. *Dumas*, professeur et chef du Laboratoire d'Essai, *Lacroix* et *Dr. Stucky*, ingénieurs, membres de la Commission d'essai du Groupe du Béton S. I. A.

La ville de Lausanne a participé aux frais d'essai par mille francs et a gardé le coût de pose des échafaudages; le Groupe du Béton S. I. A. a versé 4825 fr., inclus le prix du bâti métallique.

## II. Sollicitation sous charge d'essai.

Le panneau normal de paroi, encadré par le sol bétonné, deux piliers analogues et la margelle, est symétrique et servira seul aux études subséquentes.

### 1° *Constatations générales.*

Classées en familles, les mesures de déformation montrent une allure correspondant à peu près au moment de renversement (fig. 7). Le retour à zéro est bon, laissant une flèche permanente d'un douzième au maximum.

### 2° *Moments fléchissants.*

Dérivant deux fois la ligne élastique, on obtient la courbe de moments

$$M = E \cdot J \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} \tag{1}$$

La rigueur du résultat dépend de celle du tracé; les fig. 15 et 20 montrent qu'un peu de soin évite de grosses erreurs préliminaires. La vérification du procédé se trouve dans le funiculaire de Mohr, qui intègre la surface de moments obtenue; elle a été appliquée aux tranches médianes, verticale et horizontale. Les tranches parallèles aux quarts ont dès lors été traitées par la seule dérivation.

Le module d'élasticité du béton a été admis à la valeur d'expérience du Laboratoire de l'Ecole d'Ingénieurs de Lausanne

$$E = 280\,000 \text{ kg/cm}^2$$

et les moments d'inertie, fortement variables, sont calculés pour l'amplification

$$n = 10$$

des armatures.

Les relations entre flèches et moments dépendent des échelles. L'épure porte les flèches à 10 cm par millimètre, et les longueurs au vingtième par 5 cm au mètre. La majoration de l'épure résulte par

$$\mu = 100 \cdot 20 = 2000.$$

Les unités du calcul étant le kilo et le centimètre, nous mesurons les tangentes sur la base $dx = 100$ cm; la mesure $y''$ de $d^2y$ donne alors

$$M \text{ (cm} \cdot \text{kg)} = \frac{E \cdot J \text{ (cm}^2 \cdot \text{kg)} \cdot y'' \text{ (cm)}}{2000 \cdot 100^2 \text{ cm}^2} \tag{3}$$

### 3° *Résistance à la Torsion.*

La margelle supérieure d'appui suit les déformations du panneau fléchi; elle subit entre autres des efforts de torsion décelés par le diagramme (Fig. 22) des clinomètres A, B et C, sous charge maximum.

L'équation classique de l'angle de torsion

$$\delta = \frac{M_t \cdot l}{G \cdot J_t} = \frac{M_t \cdot l}{T} \tag{4}$$

contient la longueur $l$ sur laquelle le prisme est supposé homogène et de profil constant. Le module $J_t$ de résistance à la torsion, de l'ordre du moment d'inertie, a, suivant les auteurs, des expressions très différentes.

Le profil n'étant constant que sur la longueur $\triangle l$, nous avons

$$M_x \cdot \triangle l = T_x \cdot \triangle \delta$$

Un dynamique, où les poids seraient les produits $M_x \cdot \triangle l$ et la distance polaire $T_x$, enserrerait donc l'angle $\triangle \delta$ entre ses deux rayons correspondants; le funiculaire y relatif serait l'enveloppe des tangentes transversales successives aux sections déversées. Le diagramme $c$ des clinomètres (fig. 22) sera la courbe intermédiaire de simple intégration; son échelle est fixée par

$$\frac{c}{\mu} = \frac{a \cdot e}{T}$$

où $a$ est la somme relative des segments du dynamique

$$a = \sum (M_x \cdot \triangle x)$$

La dérivation donne le moment de torsion

$$M_x = \frac{\triangle c \cdot T \cdot 1}{\triangle x \cdot e \cdot \mu}$$

où, par construction de tangente,

$$\frac{\triangle c}{\triangle x} = \frac{b}{e}$$

Il en résulte, en partant des mesures de l'épure,

$$M_x = \frac{b \cdot T}{\mu \cdot e^2} = \frac{G \cdot J_t \cdot b}{\mu \cdot e^2} \tag{5}$$

Si le profil varie, le calcul montre que la formule reste la même, $J_t$ constant devenant simplement le module local variable $J_x$

$$M_x = \frac{G \cdot J_x \cdot b}{\mu \cdot e^2} = C_t \cdot J_x \cdot b$$

La constante $C_t$ résulte du module d'élasticité transversale

$$G = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$$

par

$$C_t = \frac{G}{\mu \cdot e^2} = \frac{10^5}{2000 \cdot 100^2} = 5 \cdot 10^{-13} \text{ cm} \cdot \text{kg} \tag{8}$$

On l'applique aux valeurs successives de l'ordonnée $b$.

### 4° *Ligne de moments de torsion.*

Le module de résistance $J_t$ à la torsion a diverses expressions suivant les auteurs. Les fig. 11 à 26 donnent les diagrammes qui diffèrent beaucoup sous deux conditions, l'évaluation du module de torsion du rectangle, et la collaboration des rectangles solidaires (fig. 25).

La Hütte donne les formules de *St. Venant*, de *Grashof* et de *Weber;* traitant de l'analogie de *Boussinesq* [1]), le Prof. Dr. M. *Paschoud* indique la formule de *Ritz.* L'analogie de Boussinesq montre que les rectangles soudés collaborent plutôt par simple cumul de leurs modules de résistance, dès que la longueur de soudure est faible, et ceci à l'encontre de l'extension donnée aux formules de St. Venant et de Grashof pour englober les profils complexes. Les valeurs de $J_t$ sont les suivantes.

a) L'équation de *St. Venant* fait, pour le rectangle $F = a \cdot b$.

$$J_t = \frac{F^4}{40\ (J_v + J_h)} \tag{9}$$

b) La formule de *Grashof* donne

$$J_t = \frac{J_v \cdot J_h}{\xi\ (J_v + J_h)} \tag{10}$$

$$\xi = {}^1/_4 \text{ de } (1{,}2 \text{ à } 1{,}5) = 0{,}300 \text{ à } 0{,}375$$

c) La formule de *Weber* revient à

$$J_t = \frac{a^4}{3} \cdot \left(\nu - 0{,}630 + \frac{0{,}052}{\nu^4}\right) \tag{11}$$

$$\nu = \frac{b}{a}$$

d) La formule de *Ritz* donne, pour $F = a \cdot b$,

$$J_t = 4\, k \cdot F^2$$

$$k = \left(\frac{2}{\pi}\right)^6 \sum_{m=1,3,5} \sum_{n=1,3,5} \left( \frac{1}{m^2 n^2 \left[ \frac{b}{a} m^2 + \frac{a}{b} n^2 \right]} \right)$$

La ligne expérimentale de moments de torsion dans la margelle s'établit par planimétrage de la surface des moments d'encastrement du panneau. L'analogie est satisfaisante, puisque les ordonnées $f$ doivent encore se multiplier par le module de résistance $J_t$. Le module de raideur du panneau sous le gousset a été pris à

$$E \cdot J = 10{,}0 \cdot 10^7 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Il multiplie les dérivées secondes des lignes élastiques verticales à l'appui supérieur.

La comparaison est favorable au principe du cumul des rectangles. Ces derniers sont, dans notre cas, la margelle et la portion de panneau limitée par la ligne d'inflexion indiquée par l'essai, selon surface topographique.

### 5⁰ *Encastrements élastiques.*

Fixées par l'intersection des tangentes extrèmes au funiculaire de la surface réduite du triangle de moments, les trisectrices de la poutre continue, ou encastrée, contiennent les foyers de la travée, en cas d'encastrement parfait [2]).

Un *appui terminal flexible* a le module de flexibilité

13) $$\varepsilon = \frac{M}{\delta}$$

où $M$ est le moment fléchissant au sommet considéré, et $\delta$ l'angle de rotation relative des deux tangentes extrèmes de la pièce envisagée. La transversale de flexibilité divise l'intervalle entre appui et trisectrice dans le rapport

14) $$\frac{e}{e'} = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_l}$$

des deux pièces en contact. En cas de raideur constante, on a

Pilier articulé ou travée $\varepsilon_l = \frac{2\, E \cdot J}{l}$

Pilier encastré $\varepsilon_p = \frac{4\, E \cdot J}{p}$

La raideur sensiblement variable conduit au tracé graphique de l'angle de déformation sous la surface triangulaire; c'est le cas de notre épure.

*L'encastrement par torsion* d'un sommier d'appui se calcule de même. Le module $\varepsilon$ (formule 13) est le quotient du moment par l'angle de torsion du sommier entre l'insertion de l'élément calculé et l'encastrement sur le pilier. L'épure d'épreuve donne, au diagramme des clinomètres,

$$\delta = \frac{c}{\mu \cdot e}$$

Le moment, connu dès réception de l'ouvrage

$$M_x = \frac{G \cdot b \cdot J_x}{\mu \cdot e^2}$$

donne le moment unitaire

6) $$m = \frac{dM}{dx} = \frac{db}{dx} \cdot \frac{G \cdot J_x}{\mu \cdot e^2}$$

La dérivée de $b$ s'obtient par seconde dérivation du diagramme des clinomètres (fig. 24)

$$\frac{f}{e} = \frac{db}{dx}$$

faisant

$$m = \frac{f \cdot G \cdot J_x}{\mu \cdot e^3}$$

Le moment sur la largeur $\triangle x$ de dalle, $M = m \cdot \triangle x$, correspond à l'angle

$$\delta = \frac{c}{\mu \cdot e}$$

Le moment d'encastrement en résulte par

16) $$\varepsilon_p = \frac{M}{\delta} = \frac{G \cdot J_x \cdot f \cdot \triangle x}{c \cdot e^2}$$

tous facteurs connus par l'essai.

Le calcul de l'épure de construction demande auparavant une estimation de l'encastrement; on l'obtient du diagramme des moments unitaires $m = H \cdot y$, dont l'aire, dès la section médiane, est égale au moment de torsion à l'insertion

$$M_t = \sum_o^{l/2} (m \cdot \triangle x)$$

La forme parabolique, qui ne correspond qu'imparfaitement à notre épure, donne le moment en un point quelconque

17) $$m_x = m_m \left(1 - \frac{4\, x^2}{l^2}\right)$$

où $l$ est le vide entre piliers et $m_m$ le moment unitaire sur la tranche médiane $x = o$. Le moment total en un point quelconque de la margelle sera

$$M_x = \frac{\left(l^2 x - x^3 \cdot \frac{4}{3}\right) \cdot m_m}{l^2}$$

et l'angle de torsion devient

$$G \cdot J_t \cdot \delta_x = m_m \left( \frac{5}{48} l^2 - \frac{1}{2} x^2 + \frac{x^4}{3\, l^2} \right)$$

Le module théorique de flexibilité, à l'abscisse $x$ dès le milieu du sommier en torsion, résulte par

18) $$\varepsilon_x = \frac{m_x \cdot \triangle x}{\delta_x} = \frac{(l^2 - 4\, x^2) \cdot \triangle x \cdot G \cdot J_t}{\left( \frac{5}{48} l^4 - \frac{l^2 x^2}{2} + \frac{x^4}{3} \right)}$$

### 6⁰ *Calcul des solidarités.*

Les panneaux de paroi du Calvaire sont des plaques à moment d'inertie variable, encastrées rigidement sur le sol, et par continuité parfaite sur les piliers latéraux; la margelle supérieure élastique résiste par flexion et torsion, et fournit un moment d'encastrement point négligeable.

Nous n'avons pas tenu compte de l'élasticité longitudinale des piliers et de la margelle, qui apparente nos panneaux à la dalle champignon, et expliquerait, si on en faisait l'étude, certaines divergences entre les résultats d'essai et ceux des calculs théoriques.

Le calcul des plaques se ramène communément, vu la déformation solidaire, à une distribution des charges entre éléments longitudinaux et transversaux de résistance.

Les solidarités intérieures se manifestent, dans la surface élastique, par l'égalité des flèches en tous points et par l'absence de glissement relatif entre fibres voisines. Le Dr. *Marcus*, ingénieur[3]), signale les

moments de torsion „Drillungsmomente", qui distinguent les plaques des sommiers croisés. Ces moments déchargent les tranches de dalle et expliquent les fissures diagonales; l'exactitude théorique du calcul intérieur dépend de leur intervention, comme de l'égalité des flèches en un nombre suffisant de points.

Le mode de répartition est aussi fonction des conditions d'appui; toutefois leur application au régime intérieur de la plaque diminue d'importance quand elle intervient d'autre part dans le calcul statique.

*7⁰ Continuités et encastrements.*

Les deux lignes élastiques dues à l'action des surfaces réduites de moments triangulaires (fig. 27 à 31) assurent la détermination des foyers et des lignes en croix.

*Foyers.* La trisectrice gauche, à 3,01 m de la base, passe par le foyer inférieur, vu l'encastrement parfait.

Le foyer supérieur dépend des rotations relatives. Le *module de torsion* de la margelle (formule 16) prend les valeurs expérimentales qui voici, sur la base des expressions de St. Venant

1. Quart gauche $J_t = 108\,000$ f/c=27,5/58,5 $\varepsilon = 5{,}09 \cdot 10^5$
2. Milieu $J_t = 82\,500$ f/c=38,0/76,0 $\varepsilon = 4{,}13 \cdot 10^5$
3. (Quart droit) $J_t = 108\,000$ f/c=23,0/61,0 $\varepsilon = 4{,}07 \cdot 10^5$

Nous adoptons pour la suite les valeurs 1) et 2); leur rapport $\frac{5{,}09}{4{,}13} = 1{,}23$ apparaît normal.

Le *module de flexibilité* des tranches correspondantes de paroi résulte de la tangente supérieure. Le moment de 2 cm·kg, appliqué à la tête de la tranche, fait tourner dans l'épure la tangente supérieure de

$$\frac{136{,}5}{100} = 1{,}365$$

La distance polaire a été choisie à 750 kg·cm², tandis que la raideur moyenne $E \cdot J_c$ a été calculée à $37{,}7 \cdot 10^7$ par planimétrage du diagramme de raideur. La majoration

$$\nu = \frac{37{,}7 \cdot 10^7}{750} = \frac{10^7}{19{,}9}$$

fait ressortir l'angle réel à

$$\delta = \frac{1{,}365 \cdot 19{,}9}{10^7} = 27{,}1 \cdot 10^{-7}$$

donnant au module de flexibilité la valeur

$$\varepsilon_f = \frac{M}{\delta} = \frac{2 \text{ cm} \cdot \text{kg} \cdot 10^7}{27{,}1} = 7{,}39 \cdot 10^5 \text{ cm} \cdot \text{kg}$$

La trisectrice supérieure est à 145 cm de la margelle; le *foyer supérieur* résulte dès lors par

Quart $\quad \frac{145 \text{ cm} \cdot 5{,}09}{(5{,}09 + 7{,}39)} = 59 \text{ cm}$

Milieu $\quad \frac{145 \text{ cm} \cdot 4{,}13}{(4{,}13 + 7{,}39)} = 52 \text{ cm}$

Le calcul théorique du module de torsion pour le segment $\Delta x = 1$ cm, donne (formule 18), suivant les diverses valeurs du module $J_t$ de résistance à la torsion au milieu et au quart (module de glissement G = 100 000 kg/cm²).

| | Milieu | Quart | Rapport |
|---|---|---|---|
| a) St Venant | $5{,}25 \cdot 10^5$ | $7{,}32 \cdot 10^5$ | 1,39 |
| b) Grashof (0,300) | $4{,}88 \cdot 10^5$ | $6{,}93 \cdot 10^5$ | 1,42 |
| c) „ (0,375) | $3{,}90 \cdot 10^5$ | $5{,}45 \cdot 10^5$ | 1,40 |
| d) Weber | $4{,}68 \cdot 10^5$ | $6{,}80 \cdot 10^5$ | 1,45 |
| e) Ritz | $5{,}62 \cdot 10^5$ | $7{,}60 \cdot 10^5$ | 1,35 |

Sauf celui de St Venant, qui entre dans le calcul du module expérimental, c'est le groupe de Ritz, avec cumul des rectangles, qui fournit un rapport rapproché des 1,23 trouvés à l'épure; les valeurs concorderaient pratiquement si l'on avait admis le module d'élasticité au glissement par

$$G = 70\,000 \text{ à } 80\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

*Lignes en croix.* Etablies suivant la méthode de Ritter pour charges concentrées, puisqu'il n'y a ni uniformité de pression ni symétrie de profil, leur calcul se fait par les sommations

$$\text{Gauche} \quad g = \Sigma \left( b' \cdot \frac{P}{H} \right)$$

$$\text{Droite} \quad d = \Sigma \left( c' \cdot \frac{P}{H} \right)$$

où H = 25 kg puisque 10 centimètres du dessin valent 5 cm·t ou 200 cm aux échelles des moments et des longueurs.

*8⁰ Résumé.*

L'auscultation soignée d'un ouvrage permet l'analyse mathématique des lignes élastiques en vue de l'obtention des courbes de moments fléchissants nets, conformes aux tensions. L'exactitude du procédé trouve sa vérification par le funiculaire de Mohr; la ligne de moments, qui satisfait ainsi à la ligne élastique originelle, ne diffère alors que par son détail de celle qui résulte de dérivation. La dérivation préliminaire est la condition de la fidélité de son allure générale.

La précision des appareils de mesure doit permettre la lecture immédiate du centième de millimètre aux fleximètres, et, aux clinomètres, une évaluation rapprochée de la seconde de degré.

Parallèlement à la dérivation des lignes élastiques, en vue d'obtention des moments fléchissants, l'étude du diagramme des clinomètres permet d'élucider le problème de la torsion, essentielle dans l'action des appuis de la plaque. Il semble résulter des constatations faites ici, et de l'intégration des moments d'encastrement (inscrite dans les courbes de moments de torsion), que les profils complexes résistent, conformément à l'analogie de Boussinesq, par cumul simple des profils rectangulaires soudés.

## III. Procédés usuels de calcul.

Pratiquement, la recherche des dimensions d'une plaque consiste à fixer les lignes de moments de calcul pour deux directions orthogonales de «fibres» résistantes. On résoud le problème avec plus ou moins d'exactitude suivant l'importance de l'objet et des économies à réaliser dans les régions peu sollicitées de la plaque.

La répartition de charge réalisée dépend du nombre des points de croisement astreints à l'égalité des flèches; à ce point de vue, les ordonnances se tiennent à un minimum d'exigences, en ne concevant que deux faisceaux uniformément sollicités.

Le mode de répartition dépend aussi des conditions d'appui; dans nos panneaux, le calcul prévoit l'encastrement bilatéral des tranches horizontales, et l'encastrement parfait inférieur des tranches verticales, dont les extrémités supérieures sont en général réputées librement appuyées.

Conséquemment au premier rapport de réception de l'ouvrage, le panneau élastique est considéré comme limité par les rebords des trois appuis principaux, radier et piliers, et par l'axe de la margelle supérieure

plus flexible. La portée horizontale se réduit ainsi au vide net entre les piliers, 4,27—0,40 = 3,87 m; la portée verticale atteint, dès le sol bétonné, 6,45 m au panneau étudié. La hauteur d'eau unilatérale, de 6,30 m, donne une pression de 0,63 kg/cm² au ras du sol.

Nous analyserons ci-après les divers modes de calcul, en partant des plus simples.

1. *Egalisation des moments médians.*

Cherchant à réaliser une sécurité uniforme à la première fissuration, en cas de symétrie de l'ouvrage, le Prof. Dr. *F. Schule*[4]) propose comme critère l'égalité des tensions maxima des armatures croisées. L'Ordonnance fédérale de 1915 autorise dès lors la répartition d'une charge $p$ de la dalle rectangulaire en proportion inverse du carré des portées $h$ et $l$, dont le rapport ne doit pas dépasser $\frac{3}{2}$

$$20) \qquad p_l = \frac{p \cdot h^2}{(h^2 + l^2)}$$

$$M_h = M_l = \frac{p_l \cdot l^2}{8}$$

Les dimensions de notre panneau, 6,45 m et 3,87 m, vont au delà de la limite prescrite. La charge des tranches horizontales est uniforme; elle est triangulaire pour les tranches verticales; la répartition au bas de la paroi deviendrait (fig. 27 à 31), selon l'Ordonnance

verticalement $p_h = \frac{0{,}630 \text{ kg/cm}^2 \cdot 3{,}87^2}{(3{,}87^2 + 6{,}45^2)} = 0{,}167$

horizontalement $p_l = 0{,}630 - 0{,}167 = 0{,}463 \text{ kg/cm}^2$

Le triangle de poussée est couvert sans réserve par ces deux éléments linéaires. La fig. 27 donne les courbes de moments pour les tranches verticales; le moment positif médian, 1,40 cm·t, par centimètre de large, dépasse de 59 % les 0,88 cm·t d'expérience. Le moment à l'insertion sur le sol, 5,68 cm·t, correspond assez exactement au moment issu de mesure.

Si l'on remplace le calcul de l'Ordonnance par celui du moment diagonal pour appuis libres, on arrive à la répartition

$$21) \qquad M_l = \frac{p_l \cdot l^2}{12}$$

$$p_l = \frac{p \cdot h^2}{(h^2 + l^2)}$$

où le dénominateur 12 remplace le 8 des équations 20. Les deux calculs seraient équivalents si l'on considérait l'indication de l'Ordonnance comme le maximum, avec, pour moyenne, celle du moment diagonal. Il faudrait toutefois, comme le relève le Dr. *Marcus*, ne pas descendre en dessous de $\frac{M}{2}$ (courbe pointillée de la fig. 27) pour tenir compte des tensions obliques. Les résultats, satisfaisants pour nous en moments positifs, seraient un peu faibles à l'encastrement; mais ici l'insertion sur le sol est particulièrement sollicitée par la flexibilité des piliers.

2. *Egalisation des flèches médianes.*

Les prescriptions qui y font appel supposent des conditions d'appui uniformes; le calcul des flèches modifie sensiblement la répartition si les conditions d'appui changent (fig. 27).

a) La *Circulaire ministérielle* française de 1906 autorise „faute de mieux" la répartition des charges dans le rapport

$$22) \qquad p_h = \frac{p \cdot l^4}{(2\,h^4 + l^4)}$$

$$p_l = \frac{p \cdot h^4}{(h^4 + 2\,l^4)}$$

La somme, $p_h + p_l < p$, tient compte implicitement du soulagement diagonal.

Nos dimensions étant $h = 6{,}45$ m et $l = 3{,}87$ m, nous obtenons à la base des deux triangles de répartition

Tranches vert. $p_h = \frac{0{,}63 \text{ kg/cm}^2 \cdot 224}{(224 + 2 \cdot 1730)} = 0{,}038 \text{ kg/cm}^2$

Tranches horiz. $p_l = \frac{0{,}63 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1730}{(1730 + 2 \cdot 224)} = 0{,}500 \text{ kg/cm}^2$

Total $p_h + p_l = 0{,}538 \text{ kg/cm}^2$

La courbe des moments verticaux serait nettement insuffisante dans notre cas. Les moments horizontaux conviennent par contre dans la partie vraiment élastique de la paroi.

b) Le *Règlement allemand* de 1907 est plus sévère; il demande

$$23) \qquad p_l = \frac{p \cdot h^4}{(h^4 + l^4)}$$

pour l'égalité de flexion médiane des deux tranches indépendantes sous charge uniforme et contour libre. Les composantes sur les deux directions couvrent la charge complète; elles sont pour nous

Verticalement $p_h = \frac{0{,}630 \text{ kg/cm}^2 \cdot 224}{(224 + 1730)} = 0{,}072 \text{ kg/cm}^2$

Horizontalement $p_l = 0{,}630 - 0{,}072 = 0{,}558 \text{ kg/cm}^2$

Total $0{,}630 \text{ kg/cm}^2$

Les moments verticaux du Calvaire ne sont lors même qu'imparfaitement couverts.

c) La condition de flèche médiane égale pour *encastrements divers* conduit, dans notre cas de liberté d'un appui et d'encastrement sur les trois autres, aux formules de répartition

$$24) \qquad p_h = \frac{p \cdot l^4}{(2\,h^4 + l^4)}$$

$$p_l = \frac{p \cdot h^4}{(2\,h^4 + l^4)}$$

faisant au total la charge $p$ complète; dans notre cas, la répartition sera

$$0{,}038 + 0{,}592 = 0{,}630 \text{ kg/cm}^2$$

Les tranches verticales supportent ici les charges prévues par les indications françaises; les tranches horizontales seront par contre sensiblement plus sollicitées. Il n'en résultera pas d'amélioration nette de la sécurité aux premières fissures (distension des armatures verticales), puisque les moments horizontaux suffisent en haut et excèdent la réalité au bas de la paroi.

3. *Calcul simplifié* du *Dr. Marcus.*

Le Directeur de la „Huta" A. G. a proposé[5]) une rectification des données du Règlement allemand; ses études personnelles de la plaque l'y conduisent, car elles mettent en évidence l'action des „Drillungsmomente" provoqués par les flexions voisines inégales. Quoique ces moments de torsion se répartissent sur les flancs à la façon des efforts tranchants, en s'annulant au milieu de la portée, l'auteur admet un coefficient $\nu$ uniforme de réduction des moments positifs, mais ne l'applique pas aux moments d'encastrement, avec raison mais arbitrairement. Ce facteur prend ici,

pour un appui libre et trois côtés encastrés, les valeurs ($h = 6{,}45$ m et $l = 3{,}87$ m).

Encastrement unilatéral (sens vertical)

$$\nu_h = 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{h^2 \cdot l^2}{2\,h^4 + l^4} = 0{,}921 \qquad 25)$$

Encastrement bilatéral (sens horizontal)

$$\nu_l = 1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{h^2 \cdot l^2}{2\,h^4 + l^4} = 0{,}906$$

L'encastrement sur tout le contour aurait donné uniformément

$$\nu = 0{,}911$$

Nous avons marqué d'un point cerclé les valeurs du moment maximum ainsi réduit, sur les tranches médianes verticale et horizontale (fig. 27 et 30). Le calcul des tranches étudiées II et B est le suivant.

Moment maximum horizontal par centimètre de large

$$M = \frac{1\text{ cm} \cdot 0{,}906 \cdot 0{,}231\text{ kg/cm}^2 \cdot 387^2\text{ cm}^2}{24} = 1310\text{ kg} \cdot \text{cm}$$

pour la charge moyenne horizontale de

$$\frac{0{,}267\text{ kg/cm}^2 \cdot 1730}{(1730 + 224)} = 0{,}231\text{ kg/cm}^2$$

Moment maximum vertical, selon épure,

$$M = 1\text{ cm} \cdot 0{,}921 \cdot 0{,}615\text{ cm} \cdot \text{t} = 0{,}57\text{ cm} \cdot \text{t}.$$

4. *Séries trigonométriques* du Prof. *K. Hager.*

Résumant dans son manuel[6]) ses publications de 1911 et 1912, le Prof. *Hager* exprime les tensions spécifiques probables d'une plaque rectangulaire d'épaisseur constante, librement appuyée sur son contour (fig. 32 à 35).

L'origine étant au centre ($x = o$, $y = o$), le contour se fixe à $x = \pm \frac{l}{2}$ et $y = \pm \frac{h}{2}$. Le rapport des côtés est $\lambda = \frac{h}{l} > 1$.

Les tensions principales à la face de la plaque seraient alors, au point arbitraire ($x$, $y$)

$$\sigma_x = + \frac{96\ p\ l^2}{\pi^4\ e^2} \cdot F_x \qquad 26)$$

$$\sigma_y = + \frac{96\ p\ l^2}{\pi^4\ e^2} \cdot F_y$$

où les deux fonctions $Fx, y$ ont la forme

$$F_x = \sum \left( A_{m'n'} \cdot \cos \frac{(2m'-1)\,\pi x}{l} \cdot \cos \frac{(2n'-1)\,\pi y}{h} \right) \cdot \left( (2m'-1)^2 \lambda^2 + \frac{(2n'-1)^2}{m} \right) \qquad 27)$$

$$F_y = \sum \left( A_{m'n'} \cdot \cos \frac{(2m'-1)\,\pi x}{l} \cdot \cos \frac{(2n'-1)\,\pi y}{h} \right) \cdot \left( (2n'-1)^2 + \frac{(2m'-1)^2 \lambda^2}{m} \right)$$

où $m$ est le coefficient de gonflement de Poisson, et où $m'$ et $n'$ prennent toutes les valeurs entières utiles dès l'unité, en montant. Allant jusqu'à 3, nous avons calculé neuf facteurs $A_{11}$ à $A_{33}$, dont la forme générale est

$$A_{m'n'} = \frac{(-1)^{m'+n'}}{(2m'-1)\,(2n'-1)} \cdot \frac{1}{\lambda^2 \left( (2m'-1)^4 + \frac{(2n'-1)^4}{\lambda^4} \right) + 2 \cdot (2m'-1)^2\,(2n'-1)^2} \qquad 28)$$

La formule 26, de la tension $\sigma$, peut se simplifier en introduisant

$$W = \frac{b \cdot e^2}{6}$$

elle donne

$$M = W \cdot \sigma_{x,y} = \frac{p \cdot l^2 \cdot F_{x,y} \cdot b}{6}$$

puisque

$$\frac{96}{\pi^4} = \frac{96}{97{,}4}$$

Les fonctions $F_{x,y}$ s'annulent sur tout le pourtour; le moment fléchissant, nul sur les appuis, indique l'absence de continuité. C'est une restriction, que l'utilisation des charges unitaires supprimera. On a la condition

$$p = \frac{d^2 M}{d l^2} \qquad 29)$$

$F_{x,y}$ est la variable du moment; nous en limitons la dérivation en localisant l'étude le long de sections parallèles aux axes. On a donc

$$p_x = 4\,M_o \cdot \frac{d^2 F_x}{d x^2} \qquad p_y = 4\,M_o \cdot \frac{d^2 F_y}{d y^2} \qquad 30)$$

où le moment brut

$$M_o = \frac{p}{2} \cdot \frac{l^2}{12}$$

est de forme analogue à l'expression 21).

Les dérivées sont

$$\frac{d^2 F_x}{d x^2} = -\sum A_{m'n'} \cdot \frac{(2m'-1)^2 \pi^2}{l^2} \cdot \cos \frac{(2m'-1)\,\pi x}{l} \cdot \cos \frac{(2n'-1)\,\pi y}{h}$$

$$\frac{d^2 F_y}{d y^2} = -\sum A_{m'n'} \cdot \frac{(2n'-1)^2 \pi^2}{h^2} \cdot \cos \frac{(2m'-1)\,\pi x}{l} \cdot \cos \frac{(2n'-1)\,\pi y}{h}$$

Ces valeurs s'annulent sur le pourtour, à l'inverse de la réalité qui fait prendre à une fibre toute la charge dès l'instant où elle atteint le rebord d'appui. Nous utiliserons dès lors les formules 29) et 30) aux points principeaux du quart et du milieu, et raccorderons au contour à la valeur $p$ complète. La rectification, artificielle, n'influe que faiblement sur la suite des calculs.

Un tableau de l'épure donne les valeurs des coefficients $A$ pour le rapport

$$\lambda = \frac{645}{387} = 1{,}668$$

du panneau normal, et pour le facteur de Poisson

$$m = 10$$

Cette valeur est un peu forte, mais elle n'influence guère les résultats pratiques.

Le moment brut en sens horizontal, pour 1 cm de large et sous 1 kg/cm² uniforme, prend la valeur

$$M_o = \frac{p \cdot l^2}{24} = \frac{1\text{ kg/cm} \cdot 387^2\text{ cm}^2}{24} = 6150\text{ cm} \cdot \text{kg}$$

La Fig. 32 répartit la charge hydrostatique du panneau normal. On y voit en traits pleins les charges attribuées aux fibres verticales et, entre les pointillés et l'oblique hydrostatique, celles des tranches horizon-

tales; une région de soulagement apparaît entre les deux paires de courbes limites; la suite du calcul montre qu'elle est exagérée. Les moments verticaux résultants ne suffiraient en effet pas pour dimensionner les parois du Calvaire. Les diagrammes de charge des tranches horizontales I à III montrent le soulagement médian, en général un peut trop fort aussi pour concorder avec les moments issus des essais, dans la moitié supérieure du panneau du moins. Les encastrements sont en général couverts.

### 5. *Répartition selon Castigliano.*

(Méthode du Dr. *J. S. Bosch*, ingénieur).

Dans sa brochure de 1908[7]), l'auteur a appliqué le principe du travail minimum au calcul des plaques rectangulaires. Il fait abstraction des résistances à la torsion des tranches entrecroisées, et ne laisse pas, à l'inverse de la méthode précédente, une zône de soulagement non attribuée. Il établit ses équations parallèlement sur les deux suppositions d'appuis complètement libres et d'encastrement parfait sur le contour complet.

Une plaque rectangulaire $l \cdot h$ (fig. 36 à 41) supporte une charge $p$ uniforme; on remplace la plaque par un treillis élastique de deux fois quatre fibres résistantes, placées aux cinquièmes successifs parallèlement aux appuis. La concentration de la charge aux croisements et sur les appuis détermine des actions locales

$$Q = \frac{p \cdot l \cdot h}{25}$$

par point porteur. Les équations du travail attribuent aux courtes portées $l$ les charges

$$A = a \cdot Q \qquad B = b \cdot Q \qquad C = c \cdot Q \qquad D = d \cdot Q$$

Les longues portées ont les soldes $(1-a)$ à $(1-d)$.

Nous employons ces facteurs de réduction $a$ à $d$ comme ordonnées des diagrammes de charge.

Les racines des équations dépendent de la seule variable

$$\lambda = \frac{h}{l}$$

Ce sont les systèmes suivants

*Appuis libres, sans continuité.*

Les racines des équations littérales de Mr. *Bosch* sont

31)
$$a = \frac{(51{,}4977\,\lambda^3 + 302{,}6332\,\lambda^6 + 453{,}9475\,\lambda^9 + 205{,}9904\,\lambda^{12} + 3{,}1768\,\lambda^{15})}{(1+\lambda^3) \cdot D}$$

$$b = (82{,}7640\,\lambda^3 + 361{,}9880\,\lambda^6 + 282{,}4008\,\lambda^9 + 3{,}1768\,\lambda^{12}) \cdot \frac{1}{D}$$

$$c = (-28{,}0895\,\lambda^3 + 140{,}2828\,\lambda^6 + 171{,}5465\,\lambda^9 + 3{,}1768\,\lambda^{12}) \cdot \frac{1}{D}$$

$$d = \frac{(-45{,}1441\,\lambda^3 + 205{,}9904\,\lambda^6 + 550{,}5884\,\lambda^9 + 302{,}6325\,\lambda^{12} + 3{,}1768\,\lambda^{15})}{(1+\lambda^3) \cdot D}$$

avec

$$D = 3{,}1768 + 254{,}3112\,\lambda^3 + 502{,}2688\,\lambda^6 + 254{,}3112\,\lambda^9 + 3{,}1768\,\lambda^{12}$$

Dans notre cas, le rapport $\lambda = 1{,}668$ des côtés donne

$$D = 38\,891{,}1814$$

$a = 0{,}7043 \qquad b = 0{,}9739 \qquad c = 0{,}5537 \qquad d = 0{,}9411$

*Encastrement parfait sur le contour.*

Les racines deviennent

32)
$$a = \frac{(0{,}0149 + 44{,}2366\,\lambda^3 + 201{,}5451\,\lambda^6 + 164{,}8034\,\lambda^9 + 7{,}4800\,\lambda^{12})}{(1+\lambda^3) \cdot D}$$

$$b = \frac{(121{,}288\,\lambda^3 + 214{,}272\,\lambda^6 + 7{,}48\,\lambda^9)}{D}$$

$$c = \frac{(-0{,}008 - 11{,}832\,\lambda^3 + 80{,}28\,\lambda^6 + 6{,}60\,\lambda^9)}{D}$$

$$d = \frac{(-3{,}100 - 41{,}5771\,\lambda^3 + 204{,}1861\,\lambda^6 + 250{,}6123\,\lambda^9 + 7{,}9538\,\lambda^{12})}{(1+\lambda^3) \cdot D}$$

avec

$$D = 7{,}792 + 201{,}56\,\lambda^3 + 201{,}248\,\lambda^6 + 7{,}48\,\lambda^9$$

Notre rapport $\lambda = 1{,}668$ nous donne

$$D = 5924{,}9491$$

$a = 0{,}7327 \qquad b = 1{,}0000 \qquad c = 0{,}3939 \qquad d = 0{,}9851$

En graphiques, ces deux séries de coefficients paraissent comme ordonnées obliques; les courbes de jonction permettent l'interpolation sur les tranches calculées I à III horizontales, comme sur les verticales au milieu et au quart. La poussée est ainsi répartie entre les deux systèmes de fibres sans soulagement pour action de plaque. Les lignes de moments fléchissants relatives en découlent dans la suite de l'épure.

Les moments verticaux maxima concordent de manière satisfaisante avec les mesures, surtout, naturellement, pour la répartition en cas d'encastrement sur le pourtour. La faiblesse relative des moments au quart provient de l'élasticité des piliers d'appui du panneau ausculté.

L'allure des moments horizontaux est en général moins satisfaisante; les valeurs absolues sont aussi de plus en plus exagérées à mesure qu'on descend le long de la paroi. L'encastrement puissant en bas, et partiel en haut, explique en partie ce fort soulagement des tranches horizontales.

Toutes réserves faites sur les conditions effectives d'appui, la répartition par Castigliano, d'application facile, donne des bases utilisables pour le calcul des efforts intérieurs.

### 6. *Points caractéristiques de Mesnager.*

Le Prof. *Mesnager* propose[8]) les expressions suivantes pour les flèches et les moments de la plaque rectangulaire $l \cdot h$, encastrée sur tout son contour, $h$ étant le grand côté.

Flèche au centre

$$f = \frac{(B) \cdot p \cdot l^4 \,(m^2-1)}{384\ E\ J\ m^2}$$

Moment d'encastrement

33)
$$M_a = \frac{-(A) \cdot p \cdot l^2}{12}$$

Moment au milieu

$$M = \frac{(A) \cdot p \cdot l^2}{30}$$

Le rapport 1,668 des côtés de notre panneau permet l'adoption des coefficients pour $\frac{h}{l} = 1{,}50$, c'est à dire

$$(B) = 0{,}845 \qquad (A) = 0{,}909$$

La charge unitaire moyenne est $p = 0{,}3077$ kg/cm$^2$, et la raideur moyenne, calculée sur

$$\frac{h}{E \cdot J_m} = \sum\left(\frac{\triangle h}{E \cdot J}\right)$$

devient

$$E \cdot J_m = 2{,}50 \cdot 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Prenant le coefficient de gonflement de Poisson à $m = 10$, nous trouvons

| | |
|---|---|
| Flèche au centre | $f = 0{,}602$ mm |
| Moment au centre | $M = +\,1{,}396$ cm·t |
| Moment d'encastrement | $M_a = -\,3{,}491$ cm·t |

Les fig. 42, 44 et 47 montrent que ces valeurs donnent une bonne sécurité dans notre cas, surtout si l'on reporte à l'encastrement inférieur, unique sur le direction verticale, le double du moment calculé (fig. 44).

### 7. *Surface élastique* (Méthode de *Ritz*).

Tendant à assurer l'identité des surfaces de déformation calculée et probable, *Ritz* donne à la flèche l'expression du produit des deux polynômes des lignes élastiques verticale et horizontale théoriques au point considéré, pour appuis rigides. La condition générale est

$$\text{Flèche} \quad z = C \cdot X \cdot Y$$

où le paramètre $C$ exprime l'influence combinée de la charge répartie, de la raideur moyenne et des dimensions principales de la plaque. Les polynômes $X$ et $Y$ sont des fonctions d'$x$, respt. d'$y$, indépendantes l'une de l'autre. Conformément à la théorie générale, les moments fléchissants en un point quelconque $(x, y)$ ont pour expression

$$M_x = -D\left(\frac{\partial^2 z}{dx^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 z}{dy^2}\right) = -C \cdot D\left(YX'' + \frac{1}{m} XY''\right)$$

$$M_y = -D\left(\frac{\partial^2 z}{dy^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 z}{dx^2}\right) = -C \cdot D\left(XY'' + \frac{1}{m} YX''\right)$$

Le Prof. Dr. *M. Paschoud* a calculé ces diverses fonctions pour le contour d'appui encastré sur trois côtés et libre en haut, avec alternative de charge uniforme ou hydrostatique. Le coefficient de raideur intervient par

34) $$D = \frac{E \cdot J \cdot m^2}{(m^2 - 1)}$$

Nous avons admis comme ci-dessus $m = 10$.

Les surfaces élastiques ont été calculées pour la valeur primitive de la raideur moyenne, $3{,}77 \cdot 10^8$ kg·cm², issue du planimétrage du diagramme de raideur. La raideur agissant en dénominateur au calcul des déformations, nous avons évalué la surface inverse $\frac{1}{E \cdot J}$, et avons appliqué la nouvelle valeur

$$E \cdot J_m = 2{,}50 \cdot 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

au calcul des lignes de moments. Mise au niveau de cette nouvelle valeur, la surface élastique de *Ritz* passerait un peu au delà du point *Mesnager*, et serait ainsi visiblement exagérée.

Le rapport des côtés de la plaque reste

$$\lambda = \frac{h}{l}$$

Le centre du panneau est l'origine des coordonnées; nous poserons en outre

$$x = \frac{\xi \cdot l}{2} \qquad y = \frac{\eta \cdot h}{2}$$

ordonnées positives en montant.

*Charge uniformément répartie p.*

Le paramètre prend la valeur

35) $$C = \frac{p}{D \cdot \gamma \cdot l^4}$$

où $\gamma = 2{,}421\,\lambda^4 + 1{,}3062\,\lambda^2 + 1{,}1426$

Les deux polynômes en $x$ et $y$ et leurs dérivées secondes deviennent

36)
$$X = \frac{(\xi^4 - 2\,\xi^2 + 1)\,l^4}{16} = \frac{(X) \cdot l^4}{16}$$
$$X'' = (3\,\xi^2 - 1) \cdot l^2 = (X'') \cdot l^2$$
$$Y = \frac{(\eta^4 - \eta^3 - 3\,\eta^2 + \eta + 2) \cdot h^4}{16} = \frac{(Y) \cdot h^4}{16}$$
$$Y'' = \frac{(6\,\eta^2 - 3\,\eta - 3) \cdot h^2}{2} = \frac{(Y'') \cdot h^2}{2}$$

$\xi$ et $\eta$ varient de $-1$ à $+1$ d'un bord à l'autre du panneau; le signe de $\xi$ n'a pas d'influence vu la symétrie sur l'axe vertical.

La solution du problème résulte dès lors par

$$\text{Flèche} \quad z = \frac{p \cdot h^4 \cdot (X) \cdot (Y)}{256\ D \cdot \gamma}$$

Moments horizontaux

37) $$M_x = -\frac{p\,\lambda^2}{32\,\gamma} \cdot \left(2\,h^2\,(Y)\,(X'') + \frac{l^2}{m}\,(X)\,(Y'')\right)$$

Moments verticaux

$$M_y = -\frac{p\,\lambda^2}{32\,\gamma} \cdot \left(l^2\,(X)\,(Y'') + \frac{2\,h^2}{m}\,(Y)\,(X'')\right)$$

La fraction $\frac{p \cdot \lambda^2}{32\,\gamma}$ est une constante, qui prend ici la valeur $11{,}4092 \cdot 10^{-4}$ kg/cm, pour

$$p = 0{,}3077 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1 \text{ cm}$$
$$\gamma = 23{,}4483$$

Les fonctions $(X)$ à $(Y'')$ se calculent en tableaux, assez rapidement. Les résultats paraissent aux figures 42 et 43.

*Charge hydrostatique o à 2 p.*

Nous avons

38) $$C = \frac{p}{D \cdot \gamma \cdot l^4}$$

$$\gamma = 5{,}8203\,\lambda^4 + 3{,}0469\,\lambda^2 + 2{,}8576$$

Les polynômes et leurs dérivées sont

39)
$$X = \frac{(\xi^4 - 2\,\xi^2 + 1) \cdot l^4}{16} = \frac{(X) \cdot l^4}{16}$$
$$X'' = (3\,\xi^2 - 1) \cdot l^2 = (X'') \cdot l^2$$
$$Y = \frac{(-\eta^5 + 5\,\eta^4 - 2\,\eta^3 - 14\,\eta^2 + 3\,\eta + 9) \cdot h^5}{32} = \frac{(Y) \cdot h^5}{32}$$
$$Y'' = \frac{-5\,\eta^3 + 15\,\eta^2 - 3\,\eta - 7) \cdot h^3}{2} = \frac{(Y'') \cdot h^3}{2}$$

Il en résulte

$$\text{Flèche} \quad z = \frac{p \cdot h^4\,(X)\,(Y)}{512\,D \cdot \gamma}$$

Moments horizontaux

40) $$M_x = -\frac{p\,\lambda^2}{32\,\gamma}\left(h^2\,(Y)\,(X'') + \frac{l^2}{m}\,(X)\,(Y'')\right)$$

Moments verticaux

$$M_y = -\frac{p\,\lambda^2}{32\,\gamma}\left(l^2\,(X)\,(Y'') + \frac{h^2}{m}\,(Y)\,(X'')\right)$$

Nos valeurs numériques donnent

$$\gamma = 56{,}3885$$

$$\frac{p \cdot \lambda^2}{32\,\gamma} = 47{,}444 \cdot 10^{-4}\ \text{kg/cm}$$

Les résultats, flèches et moments, en sont inscrits aux fig. 42 et 43.

*Moments proportionnés à la raideur locale.*

Les moments bruts ci-dessus ne tiennent pas compte de l'influence de la raideur locale de la plaque sur la répartition des efforts; leurs courbes ont dès lors une allure très différente de celle des moments issus de mesure, dans lesquels, en sens vertical du moins, la variation du moment d'inertie $J$ joue un rôle important. On y remédie en rectifiant les moments bruts par un facteur de raideur relative

$$\mu = \frac{J}{J_m}$$

Nous avons admis la valeur $E \cdot J_m = 2{,}50 \cdot 10^8$, et avons porté les moments proportionnés.

La concordance des lignes proportionnées avec les lignes issues de mesure est en général satisfaisante, car les excédents de moments horizontaux compensent les déficits des lignes verticales, particulièrement au quart, auprès des piliers élastiques, raison principale de ces divergences.

La charge hydrostatique correspond naturellement mieux au calcul des sollicitations probables.

## IV Conclusions.

L'auscultation d'un ouvrage soigné, faite au moyen d'un nombre suffisant de fleximètres et de clinomètres de précision, permet de conclure aux tensions intérieures effectives par la voie indirecte du calcul, quand l'application de l'extensomètre n'était pas réalisable. Elle permet la vérification des méthodes de calculs usuelles.

A mesure que ces méthodes serrent de plus près les conditions réelles de la construction, on voit les lignes de moments se rapprocher de l'allure des lignes issues de mesurage. Dans nos essais, l'analogie est frappante surtout aux lignes de moments verticaux de la région médiane, moins influencée par la flexion des piliers. Les calculs par Castigliano et Ritz nous donnent des lignes de moments utilisables sans autres réserves que celles des conditions effectives d'appui: les points du Prof. Mesnager sont utiles comme contrôle des maxima.

L'allure des courbes obtenues par le travail virtuel ou la surface élastique est vraisemblable, quand on fait intervenir la variation du moment d'inertie des profils résistants; l'exacte détermination de la raideur locale et moyenne est donc un élément de première importance dans le calcul.

L'encastrement sur le sol s'est révélé, au Calvaire, beaucoup plus intense que ne l'auraient fait prévoir les procédés de calcul approximatifs.

La valeur absolue des encastrements est couverte de manière suffisante dans toutes les sections par l'emploi de l'Ordonnance fédérale. Les moments positifs le sont par contre avec un excès parfois considérable.

Le degré de sécurité de l'ouvrage, aux premières fissures surtout, gagne sensiblement à l'application de méthodes exactes; il y a lieu d'en tenir compte dans les dimensions prévues, lorsque les charges sont nettement fixées en intensité et en application. Les conditions effectives d'encastrement jouent ici un rôle décisif.

La bonne qualité du béton, son uniformité et sa compacité, comme le soin mis au façonnage, à la pose et à l'étrésillonnage des armatures, sont naturellement des conditions essentielles de l'obtention de ce degré élevé et uniforme de sécurité.

Les appuis durs agissent par leurs arêtes plus que par leurs axes théoriques; les vraies portées sont alors plutôt les vides quand la matière des appuis est pratiquement rigide.

Réserve faite de l'élasticité des appuis, qui apparentait nos panneaux aux dalles champignon, nous avons constaté que l'action de plaque restait nettement sensible au delà du rapport de 3 à 2 des côtés du rectangle d'appui. Les essais de MM. *Bach* et *Graf*, au Laboratoire de Stuttgart, l'ont du reste mis en lumière en 1915[9]); ils ont en effet atteint le rapport 2 : 1 et leurs résultats (fig. 6) en témoignent.

## Notes.

[1]) Bulletin technique, 7 novembre 1925.
[2]) Dr. *W. Ritter*. Der kontinuierliche Balken.
[3]) Berechnung biegsamer Platten. Edition *Ernst*, 1925.
[4]) Règlement sur les constructions en béton armé établi par la commission suisse du béton armé.
Edition par le laboratoire fédéral d'essai des matériaux à l'Ecole polytechnique suisse, Zurich.
[5]) Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten, 1925.
[6]) Theorie des Eisenbetons, 1916. Edition Oldenburg, Munich.
[7]) Berechnung gekreuzt armierter Platten „Forscherarbeiten IX". Edition *Ernst*.
[8]) Cours de Béton armé.
[9]) Deutscher Ausschuss, Heft 30.

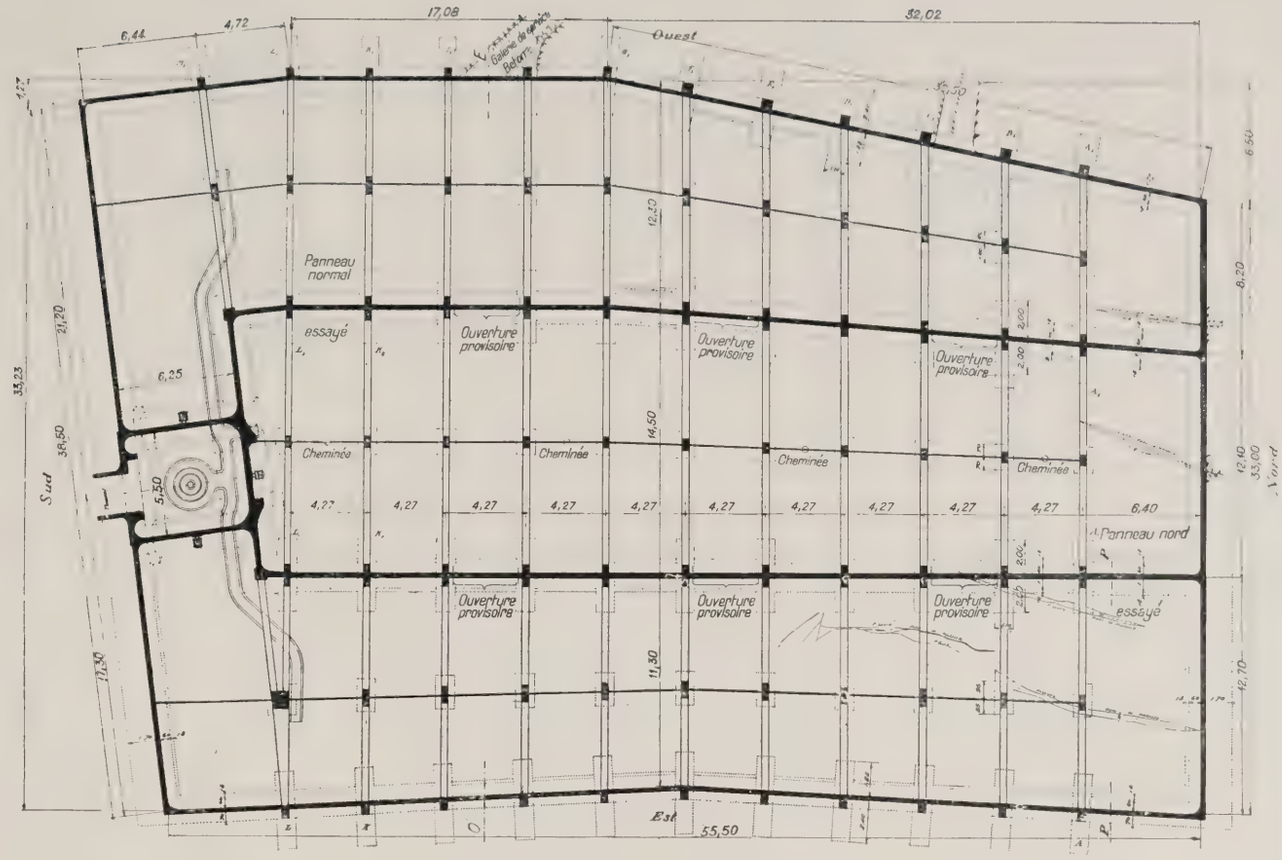



Fig. 1. Plan général 1 : 400.

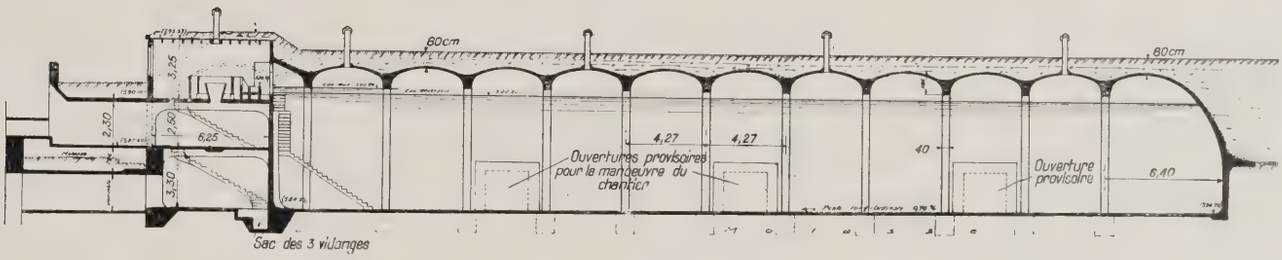



Fig. 2. Coupe dans l'axe nord-sud 1 : 400.

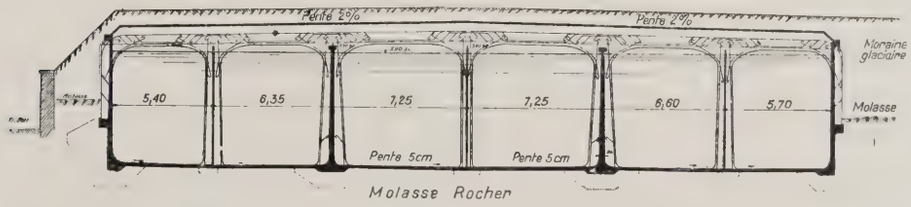



Fig. 3. Coupe traversale N—N 1 : 400.

Réservoir du Calvaire.

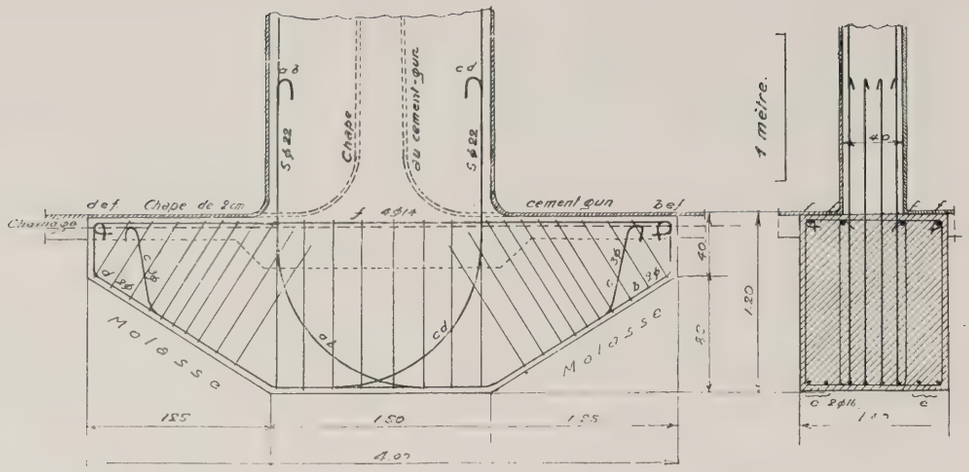



Fig. 4. Massifs de fondation des piliers principaux.
1 : 50

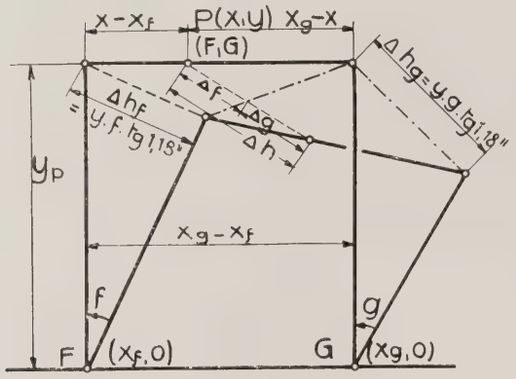



Fig. 5. Rectification.

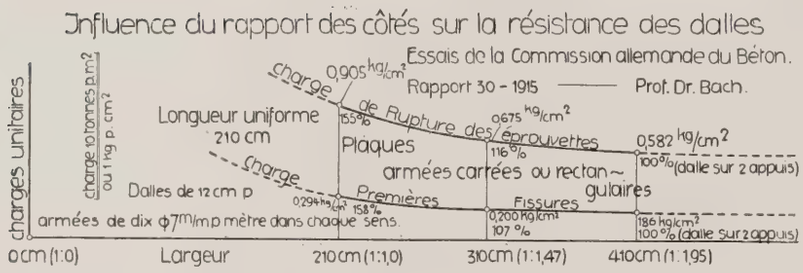



Fig. 6. Action de plaque.

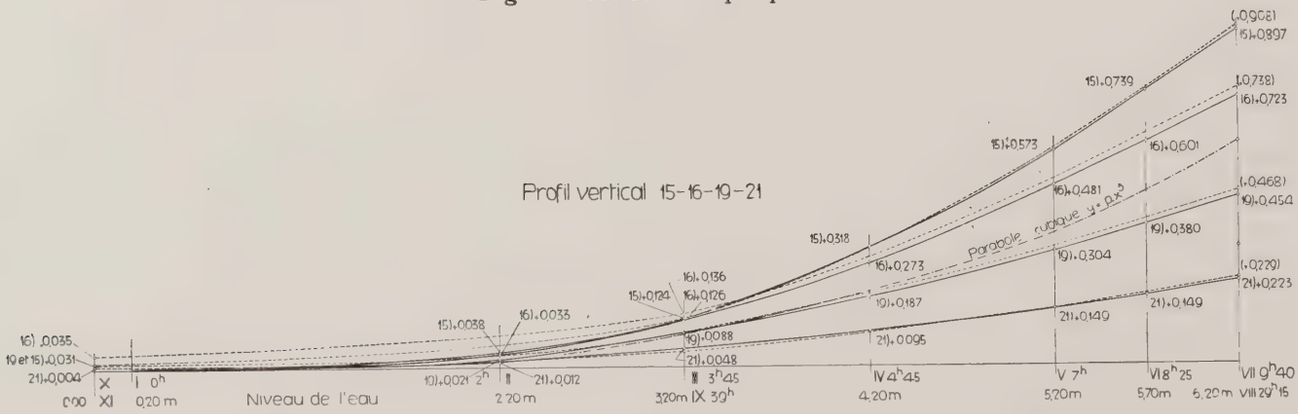



Fig. 7. Graphiques des fleximètres.

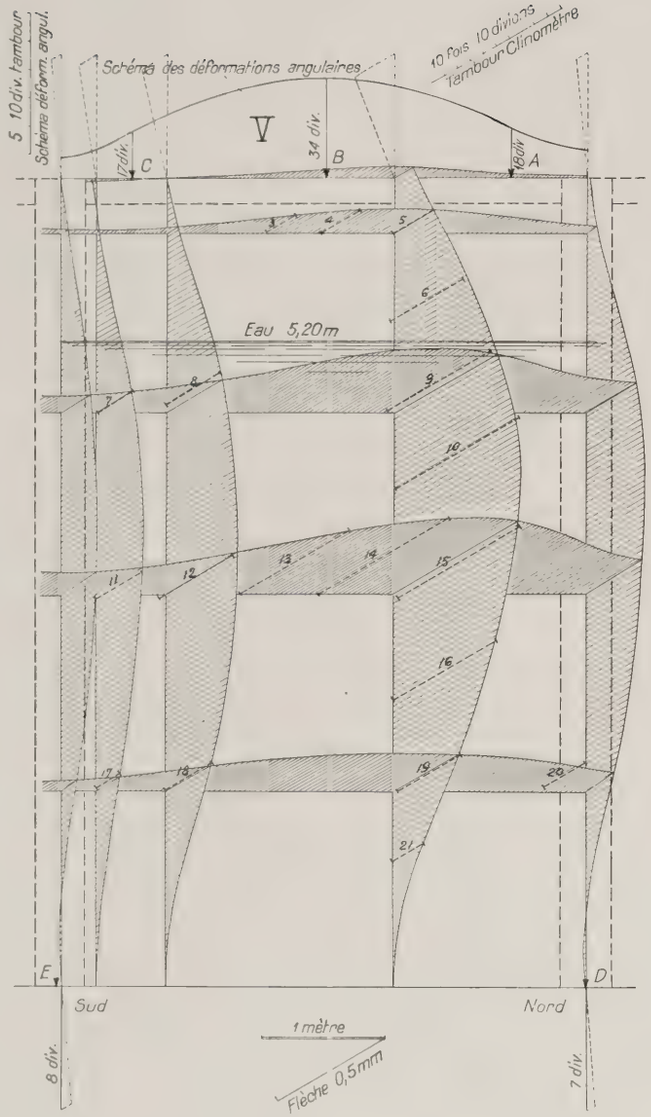



Fig. 8.

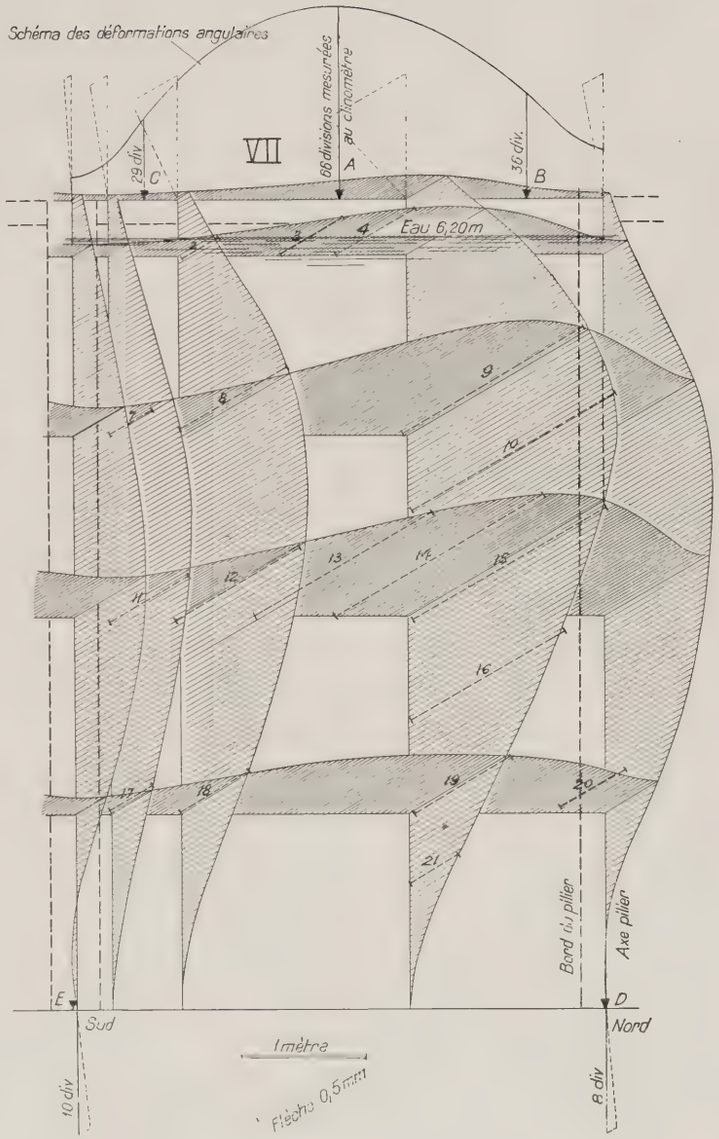
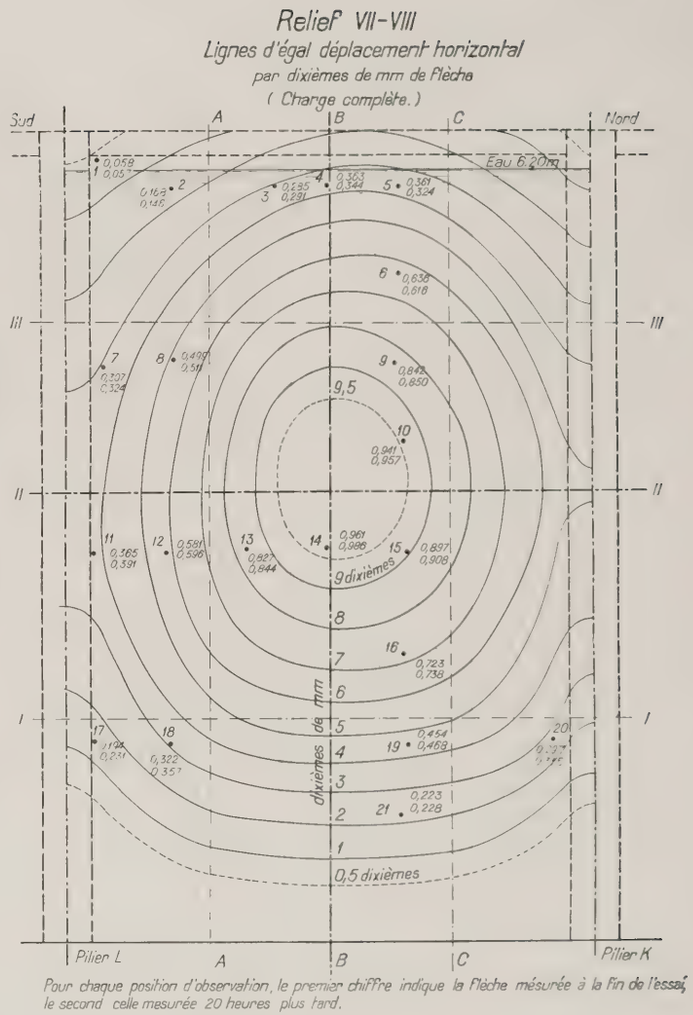



Fig. 9.




Pour chaque position d'observation, le premier chiffre indique la flèche mésurée à la fin de l'essai, le second celle mesurée 20 heures plus tard.

Fig. 10.

Surfaces de déformation.

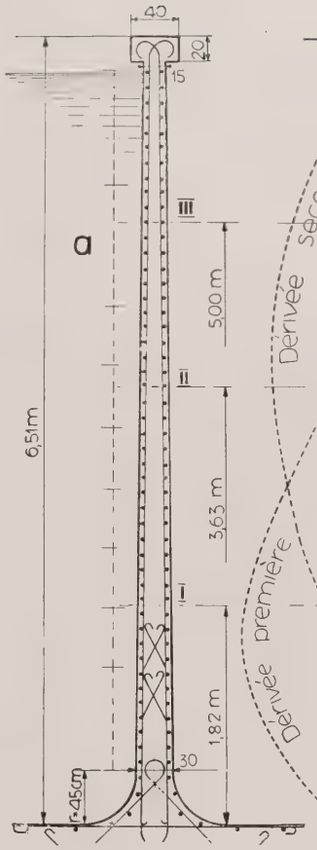



Fig. 11.

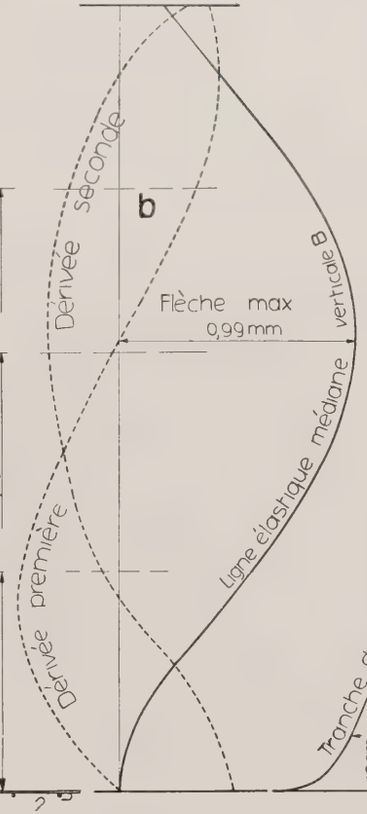



Fig. 12.

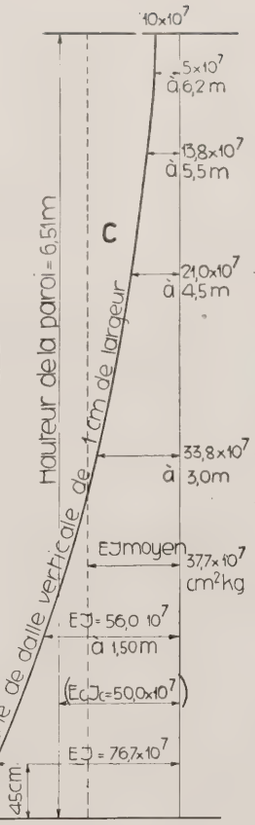



Fig. 13.

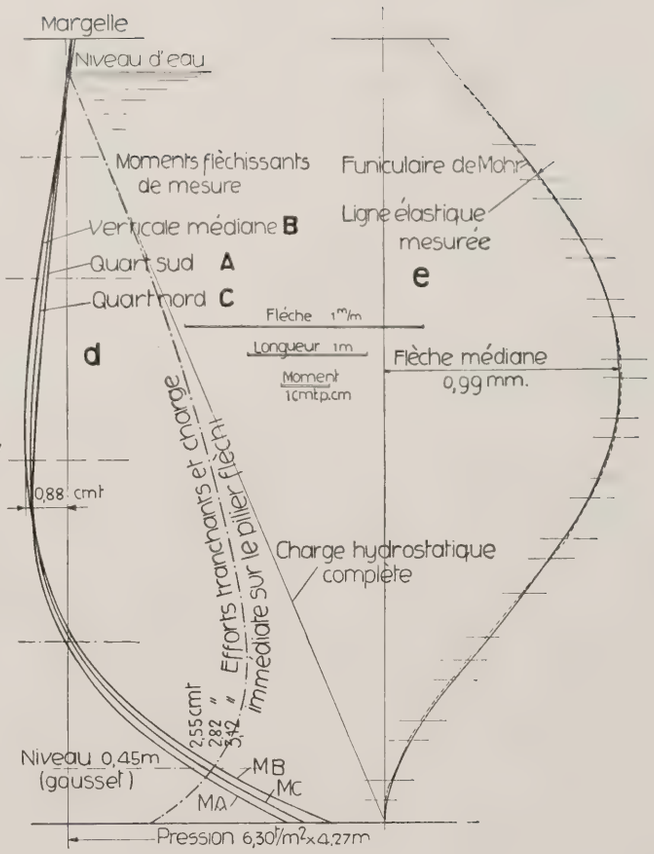



Fig. 14.

Fig. 15.

Analyse des résultats d'essai. Flexion et torsion.

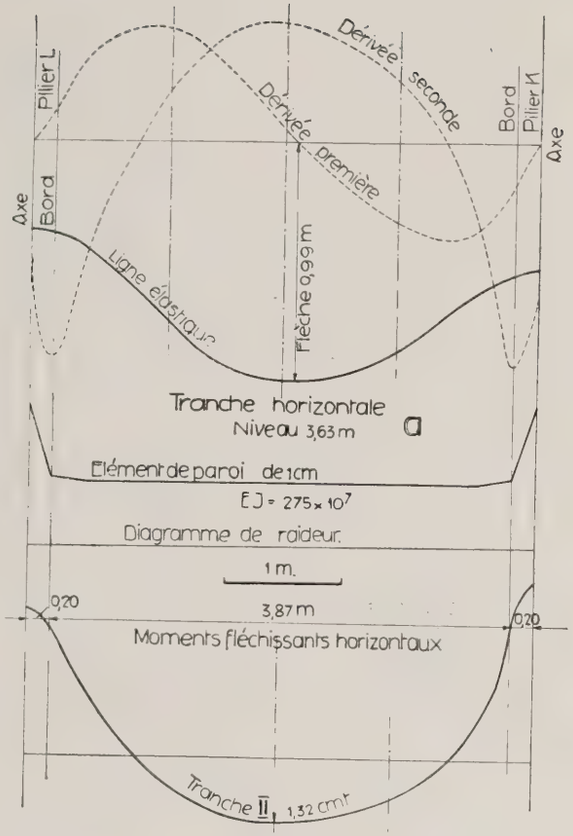



Fig. 16 à 18.

Analyse des résultats d'essai.
Flexion et torsion.

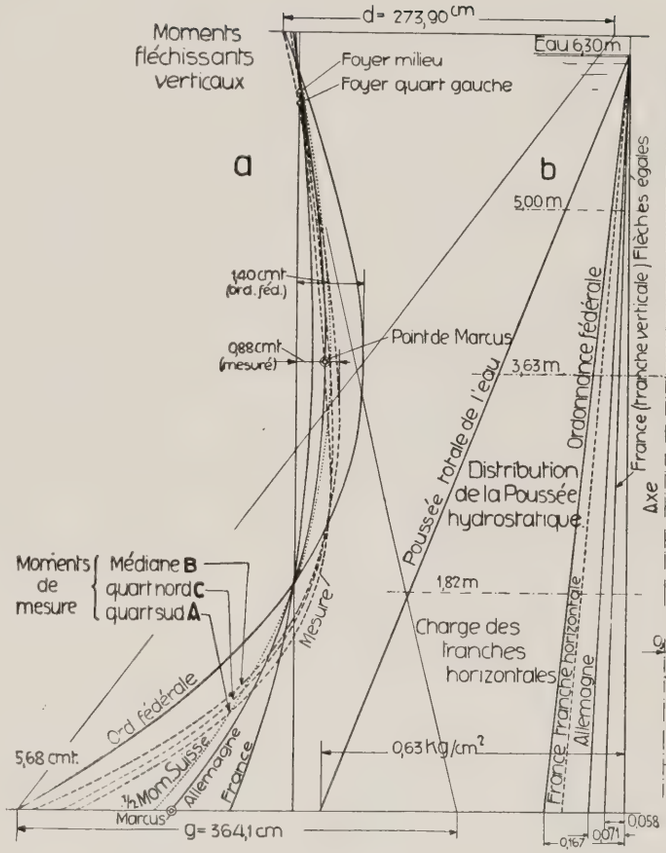



Fig. 27.

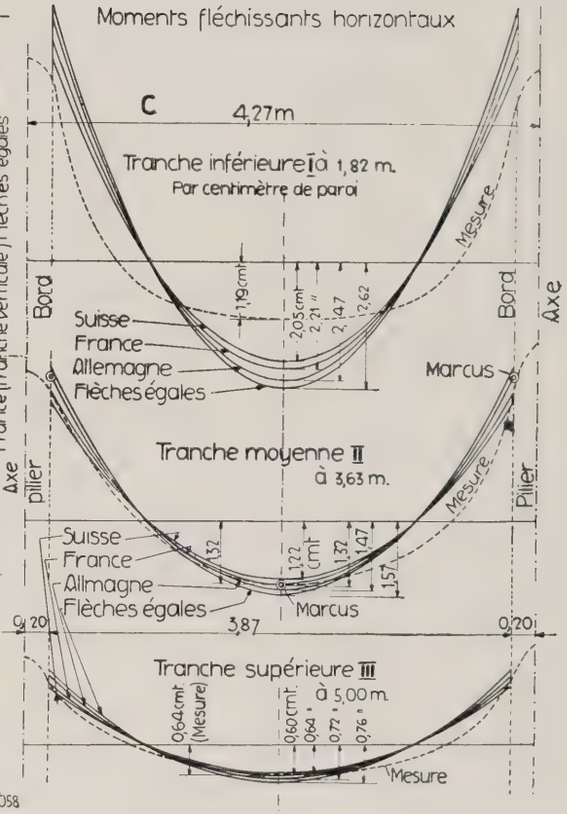



Fig. 28.

Fig. 29 à 31.

Ordonnances et calculs simplifiés.

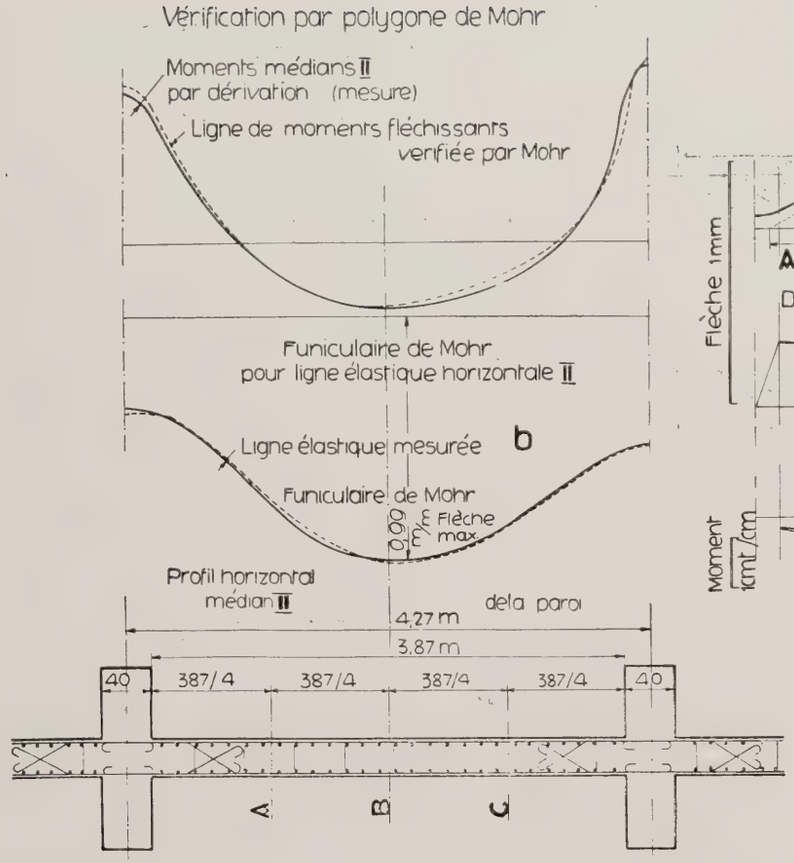



Fig. 19 à 21.

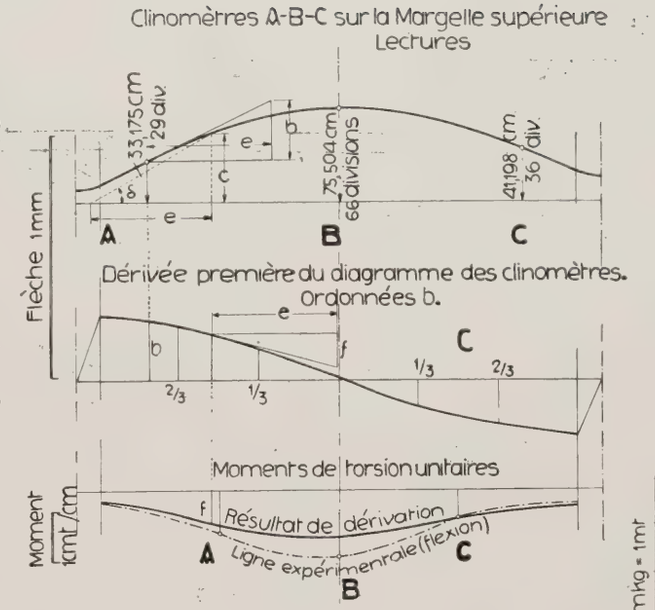



Fig. 22 à 24.

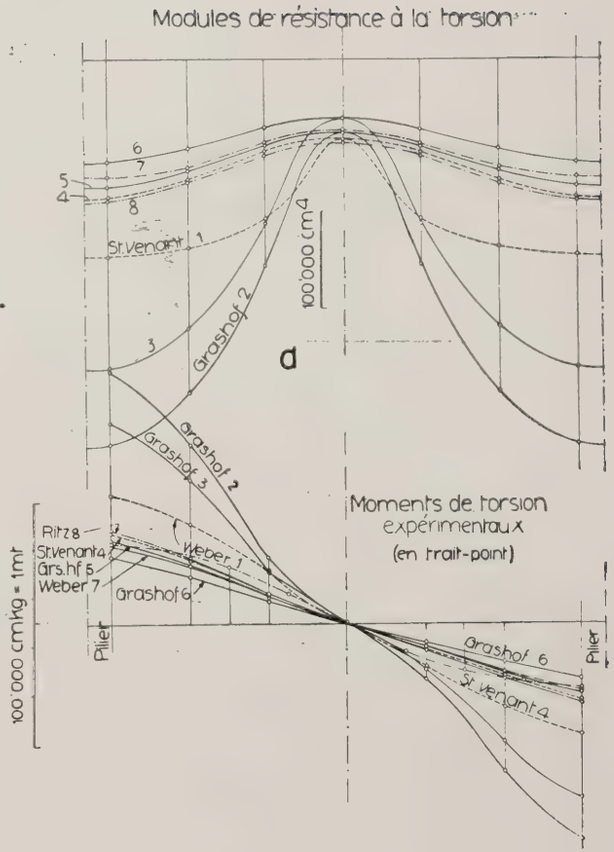



Fig. 25 à 26.

Analyse des résultats d'essai. Flexion et torsion.

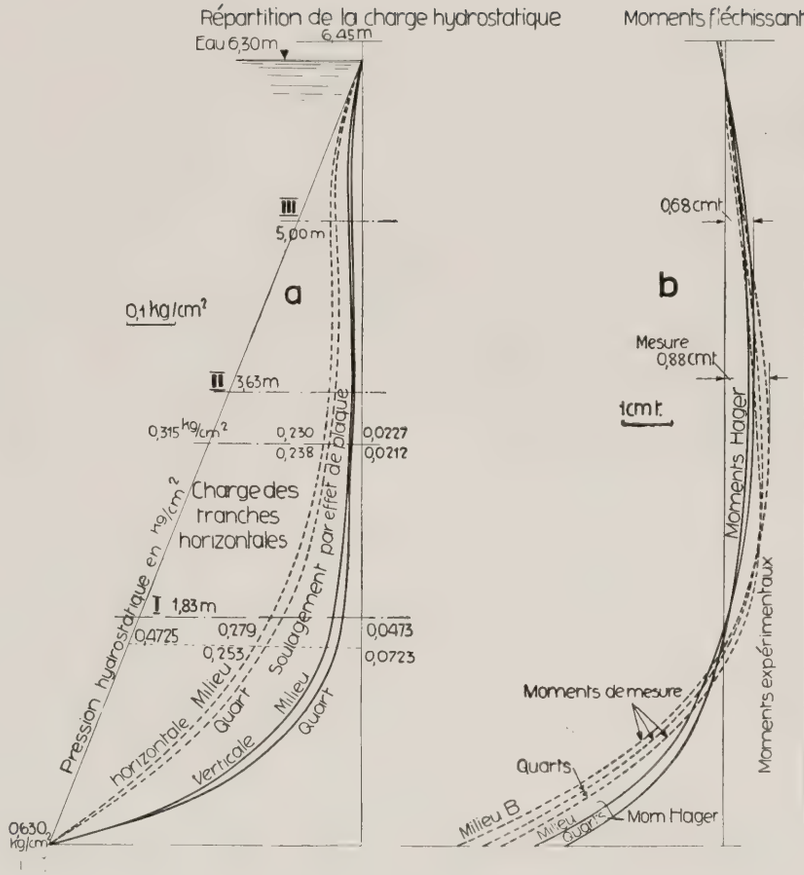



Fig. 32.




Fig. 33.

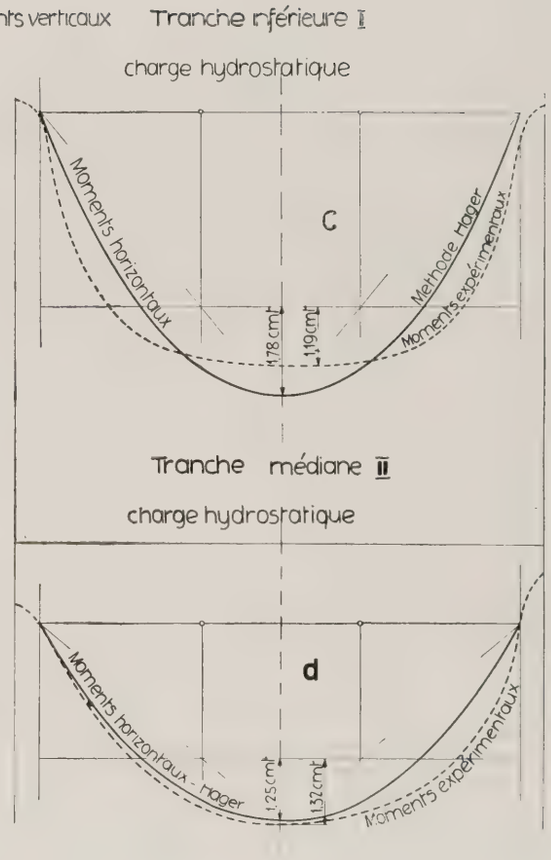



Fig. 34 et 35.

Séries trigonométriques de Hager.

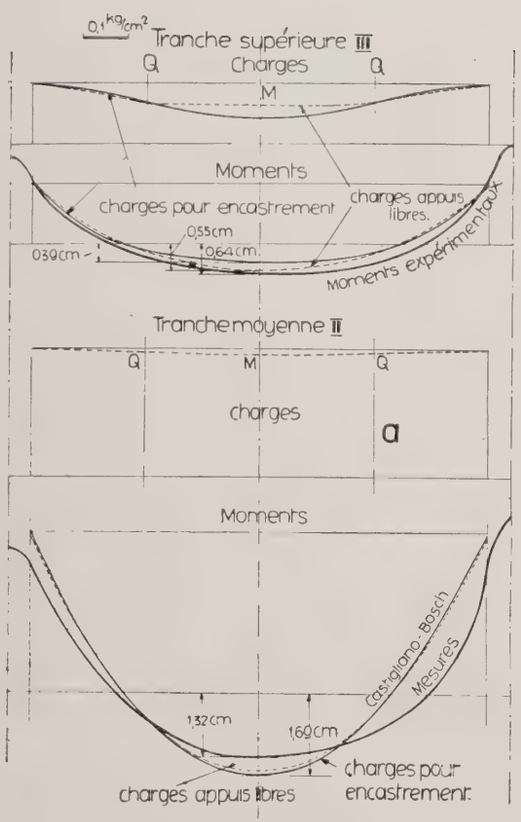



Fig. 36 et 37.

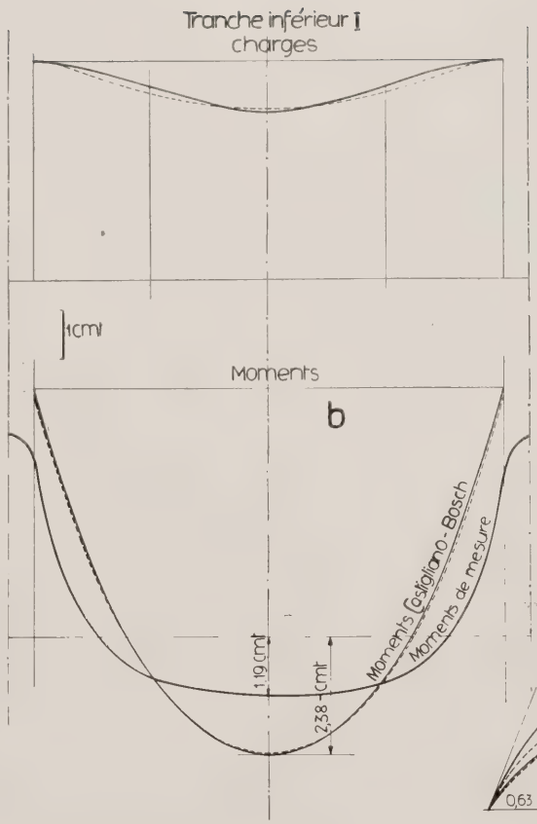



Fig. 38.

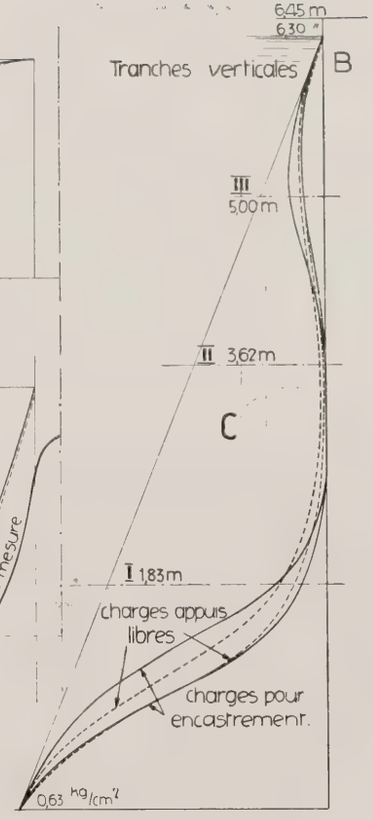



Fig. 39.

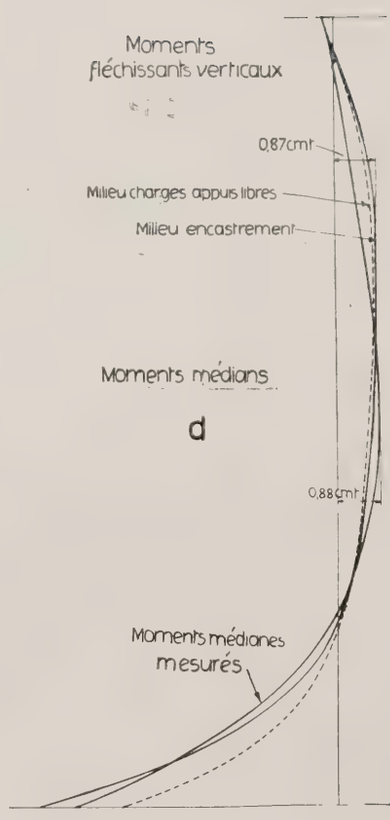



Fig. 40.

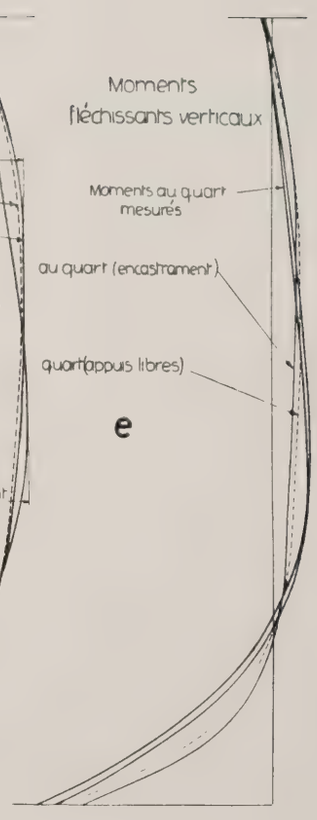



Fig. 41.

Calcul par Castigliano (Méthode Dr. Bosch).

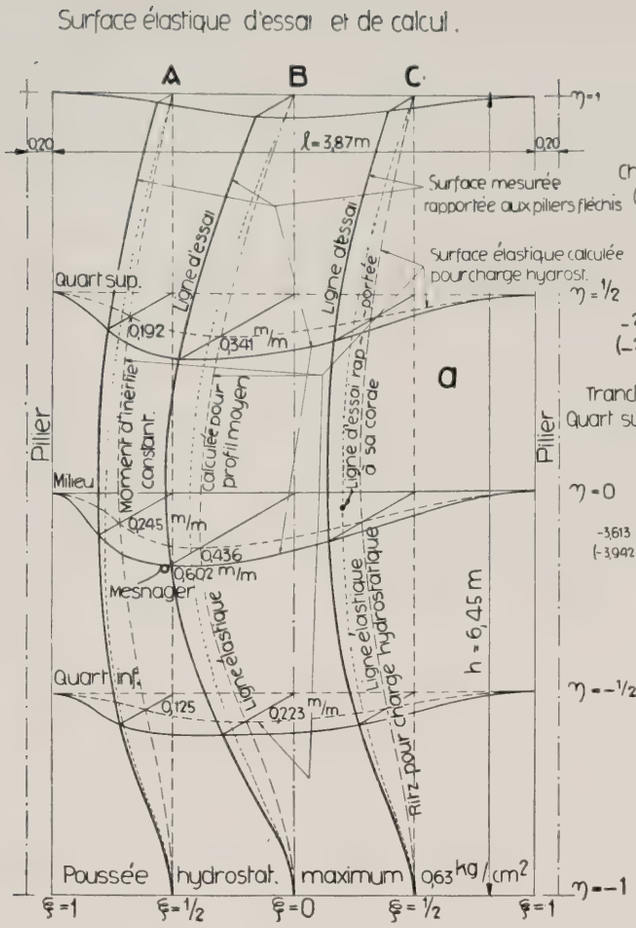



Fig. 42.

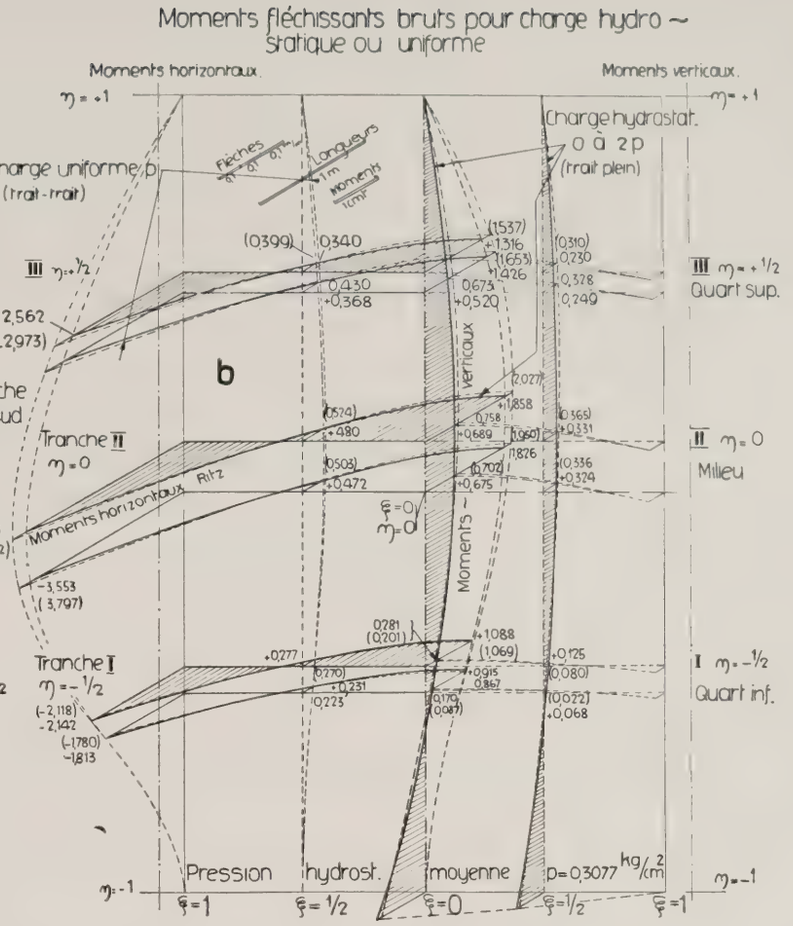



Fig. 43.

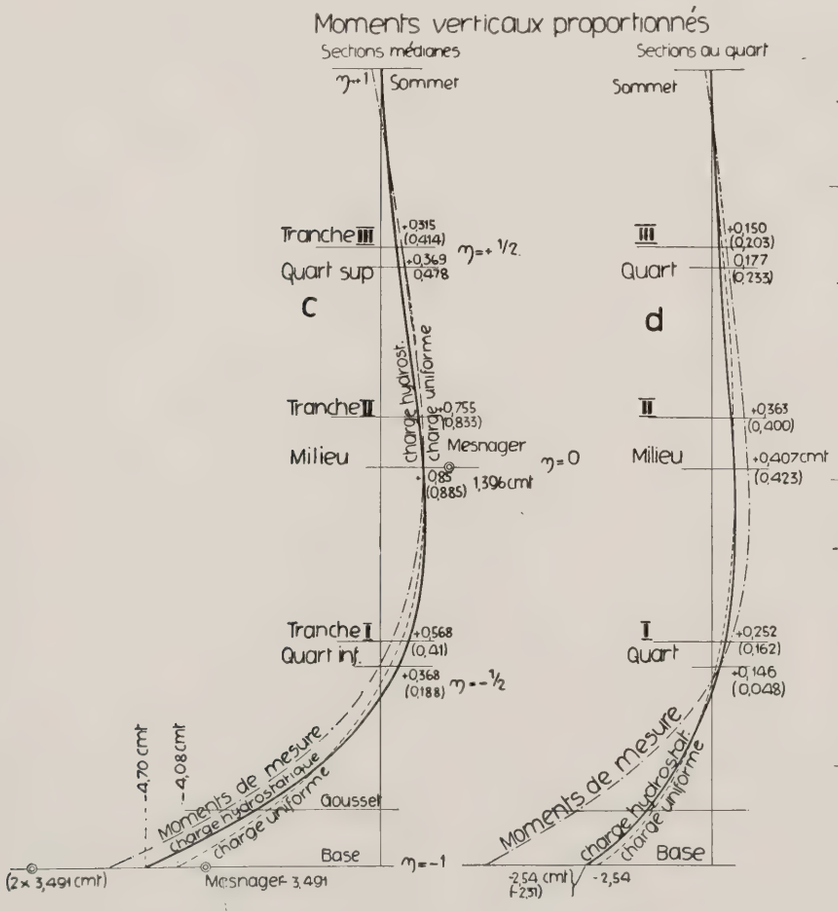



Fig. 44.

Fig. 45.

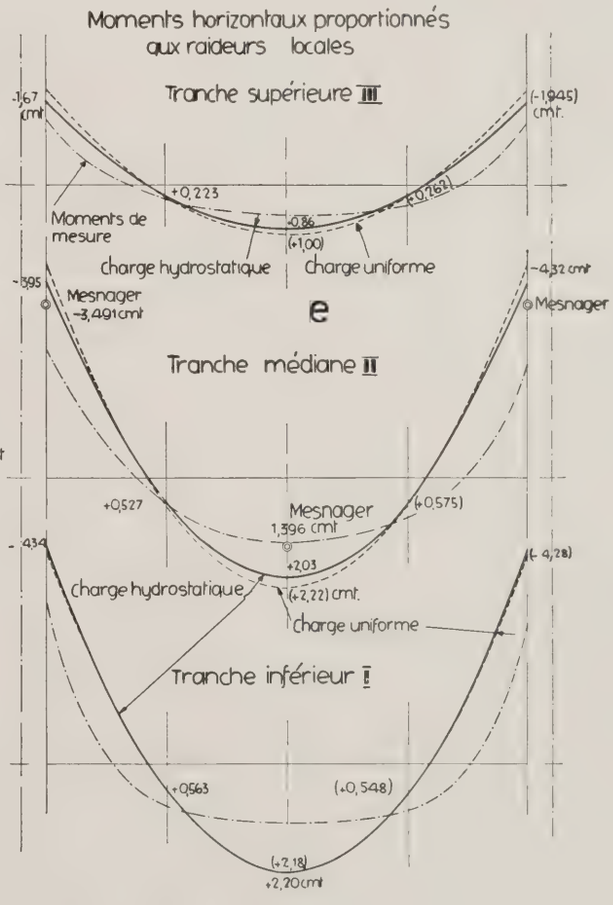



Fig. 46 à 48.

Calcul par la surface élastique de Ritz (Dr. M. Paschoud).

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Die Aa-Brücke über das Rempenbecken des Kraftwerkes Wäggital

Entworfen und erbaut von

*Locher & Cie.*, Zürich, Ingenieurbureau und Bauunternehmung für Hoch- und Tiefbau.

Von Prof. Dr. Ing. h. c. *M. Roš*, Direktor der E. M. P. A.

Rempen-Becken des Kraftwerkes Wäggital.

Im Vordergrund: Staumauer. Entworfen von der *A.-G. Kraftwerk Wäggital.*
Erbaut von *Locher & Cie.*, Zürich, Ingenierbureau und Bauunternehmung für Hoch- und Tiefbau.
Im Hintergrund: die Aa-Brücke über den Rempen-See. Entworfen und erbaut von *Locher & Cie.*, Zürich.

# Die Aa-Brücke über das Rempenbecken des Kraftwerkes Wäggital.

Entworfen und erbaut von *Locher & Cie.*, Zürich,
Ingenieurbureau und Bauunternehmung für Hoch- und Tiefbau.
Von Prof. Dr. h. c. *M. Roš*, Direktor der E. M. P. A.

Die Aa-Brücke Rempen der A.-G. Kraftwerk Wäggital überführt die Talstrasse über das Ausgleichsbecken der obern Zentrale im Rempen. Sie besitzt drei Oeffnungen, mit Stützweiten von 20,0, 26,1 und 20,0 m. Die Nutzbreite ist zu 4,90 m festgesetzt worden (Abb. 1 und 2).

Das Tragwerk in Eisenbeton weist eine vorbildlich klare statische Gliederung auf. Als Rahmenbrücke wirkend, hat sie das, als Gelenkstütze ausgebildete, feste Lager auf der Seite Vordertal, während das bewegliche Lager, auf der Seite Siebnen, in einer Pendelstütze besteht. Die beiden sehr schlanken Zwischenstützen weisen an den unteren Enden Flachlager auf und sind oben, in den Hauptträgern, elastisch eingespannt. Der Brückenquerschnitt wird von fünf 1,30 m hohen und 0,40 m breiten Rippen gebildet, die durch eine durchschnittlich 0,16 m starke bewehrte Fahrbahnplatte und durch 0,30 m starke, in einem gegenseitigen Abstand von 4,70 m angeordnete vollwandige armierte Querrippen, zu einem einheitlichen Querschnitte verbunden sind (Abb. 1). Die Betonmischungen wurden für das ganze Brückentragwerk wie folgt ausgeführt:

300 kg Portlandzement auf
545 l Sand, Korngrösse bis 10 mm, und
745 l Kies, Korngrösse von 10 bis 30 mm, beide aus dem Flussbette der Aa gewonnen, mit
7 % Wasserzusatz, dieser bezogen auf das Gesamtgewicht der Trockensubstanzen.

Die Ergebnisse der Betonproben nach sieben Tagen zeigten in den Festigkeitszahlen für Druck bedeutende Unterschiede. Nach 28 Tagen war die Zunahme der Druckfestigkeiten, obschon noch stark unregelmässig, im Durchschnitt als normal zu bezeichnen, und nach 90 Tagen zeigte sich, so weit Ergebnisse vorliegen, eine weitere, etwas stärkere, als in den üblichen Grenzen liegende Zunahme der Festigkeitszahlen (Mittelwert 310 kg/cm²). Die rasche Zunahme der Festigkeit lässt auf die Verwendung eines nassen, plastischen Beton schliessen, was bei der starken Eisenarmierung der Brücke entschieden als ein Vorteil zu bezeichnen ist. Mit der Erstellung der Brücke wurde am 16. August 1923 begonnen, die Betonierungsarbeiten waren am 23. August beendet und die Brücke konnte am 25. Oktober, rund zwei Monate nach Fertigstelllung, der Belastungsprobe unterzogen werden.

Die Aa-Brücke Rempen eignet sich ihrer Grösse, ihrer klaren Gliederung und insbesondere ihrer Empfindlichkeit für elastische Deformationen wegen, vorzüglich als Versuchsobjekt. Die am 25. Oktober 1923 im Auftrage der A.-G. Kraftwerk Wäggital vom Berichterstatter durchgeführte Belastungsprobe bietet daher besonderes Interesse. Die Ergebnisse der Belastungsversuche sollen nachfolgend einer Besprechung unterzogen werden.

*Ergebnisse der Belastungsproben.*

Vor Beginn der Belastungsprobe wurde das Brückengerüst auf seine völlige Trennung von der Brücke geprüft, im Hinblick auf die Möglichkeit, es als den gegen die Brücke im Raume unverschieblichen Körper für die Festpunkte der Deformationsmessungen benutzen zu können (Abb. 15). Die Temperatur war infolge des bedeckten Himmels und des Nebels während der Dauer der Versuche, insbesondere der Dehnungsmessungen, fast unverändert, was von grosser Wichtigkeit für die Messergebnisse ist, weil die Messapparate und ganz besonders die Dehnungsmesser mit 1000 mm Messlänge, selbst gegenüber geringen Wärmeschwankungen, viel empfindlicher sind, als das Tragwerk selbst.

Die Belastung erfolgte in der Brückenaxe, und zwar durch zwei gleich schwere, gegeneinander und hintereinander gekuppelte Motorlastwagen von je 11,0 t Gewicht, mit Achsdrücken von 8,0 t und 3,0 t (Abb. 3). Zweck der Belastungsversuche war, den *Spannungszustand* und die *Arbeitsweise* des Brückentragwerkes anhand von Durchbiegungs-, Schwingungs-, Drehungs- und Dehnungsmessungen zu erfassen und die *mittlere Güte des Beton*, im Bauwerk selbst, mit einer praktischen Zwecken genügenden Genauigkeit, zu ermitteln.

Die Durchbiegungen wurden in der Mitte der Seitenöffnung Siebnen und der Mitte der Mittelöffnung mittels *Stoppani-Uhren* (Genauigkeit $^1/_{100}$ mm) und *Zivy-Apparaten* (Genauigkeit $^1/_{20}$ mm), in den Rippenmitten sämtlicher fünf Hauptträger gemessen (Abb. 1 und 3). Die Schwingungsmessungen wurden für die Mitte der Mittelöffnung an der mittlern Rippe mit einem *Stoppani-Oszillographen* aufgenommen (Genauigkeit $^1/_{40}$ mm) (Abb. 6). Für die Ermittlung der Hauptträger-Drehungen wurden *Klinometer* (Genauigkeit 3" alter Teilung), auf in die Hauptträger eingelassene eiserne Dübel geklemmt, gleichzeitig an der Ober- und Unterwasserseite der mittlern Rippe, und zwar über der Mittelstütze und der Endstütze auf der Seite Siebnen, verwendet (Abb. 3). Die Dehnungsmessungen in der Mitte der Mittelöffnung erstreckten sich über den ganzen Umfang des Querschnittes der mittlern Rippe. Sechs *Okhuizen-Apparate* registrierten die Betondehnungen und ein *Okhuizen-Apparat zeigte die Dehnung einer Eisenarmatur an* (Abb. 4). Die Messlänge betrug 1000 mm, die mittlere Empfindlichkeit der Apparate kann mit $^1/_{2000}$ mm angegeben werden, wobei $^1/_{2000}$ mm Dehnung des Versuchsobjektes 0,5 mm auf der Skala des Dehnungsmessers entspricht.

Sämtliche Messergebnisse (Abb. 3 und 4), mit Ausnahme der Schwingungsmessungen (Abb. 6), gelten für ruhende statische Belastung. Die gemessenen Durchbiegungen und Drehungen sind in

Form von Summeneinflusslinien zur Darstellung gebracht (Abb. 3), während die aus den Dehnungsmessungen abgeleiteten Spannungen als Spannungsdiagramme aufgetragen wurden (Abb. 4). Die Abweichungen der einzelnen Messwerte von den Mittelwerten bewegen sich innerhalb erklärlicher und üblicher Grenzen und sind ein *Beweis für die Zuverlässigkeit der Apparate und den unbestreitbaren Wert für die Schlussfolgerungen aus solchen Messungen.*

Aus dem Vergleich der Messwerte mit den entsprechenden theoretischen Werten können folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Aus den nur geringe Unterschiede zeigenden Messwerten sämtlicher Durchbiegungen, und zwar in Querrichtung von Rippe 1 bis Rippe 5, geht hervor, dass für zum Brückenquerschnitte symmetrische Belastungen, die durch *Querrippen und die Fahrbahnplatte verbundenen Hauptträger-Rippen als ein einheitlicher Querschnitt wirken.*

2. Bringt man alle beobachteten Durchbiegungs-, Drehungs- und Dehnungswerte zur Uebereinstimmung mit den theoretischen Werten, so ergibt sich als *Mittelwert der Dehnungszahl der rein elastischen Dehnungen* für den Beton $= {}^1/_{340\,000}$ und somit $n = 6$. Bei dieser Ermittlung wurde, gestützt auf nachfolgende Begründung, die Mitwirkung des Beton auf Zug in Rechnung gestellt. Anlässlich der Belastungsprobe erreichte die grösste Betonzugspannung in Mitte Mittelöffnung, an der Unterkante der mittlern Rippe, den Wert von + 6,7 kg/cm². Infolge ständiger Last kommen noch + 25,9 kg/cm² Zugspannung hinzu, so dass der Grenzwert + 32,6 kg/cm² Zug erreicht. Ein Wert, der noch an der Grenze der mittlern Biegungs-Zugfestigkeit des Beton dieser Rippen liegen dürfte, da diese aus den Biegeversuchen abgeleitet im Durchschnitt angenähert 32 kg/cm² beträgt, was bei dem noch relativ jungen Beton, dank seiner grösseren Dehnungsfähigkeit, möglich erscheint.

3. Die *mittlere Güte* mit einer aus den Versuchen am Objekte selbst bestimmten Dehnungsziffer $a = {}^1/_{340\,000}$, würde sich somit als *Druckfestigkeit* ausgedrückt (Abb. 7) zu 240 kg/cm² ergeben, was mit den Mittelwerten der Ergebnisse der Bruch-Druckproben der Betonprismen, 216 kg/cm² nach 75 Tagen, gut übereinstimmt.

4. Setzt man, wie unter 2. begründet, die Mitwirkung des Beton auf Zug voraus, und führt als Dehnungszahl des Beton den aus Versuchen ermittelten Wert von ${}^1/_{340\,000}$ ein, so erreichen die *grössten Beanspruchung aus ständiger und Verkehrslast* folgende Werte (Abb. 5):

Beton auf Druck — 27,3 kg/cm²
„ „ Zug + 38,9 „
Eisen „ „ + 228 „

Wird die Zugwirkung des Beton nicht berücksichtigt, so betragen die entsprechenden Werte[1]):

Beton auf Druck — 51,0 kg/cm²
Eisen „ Zug + 960 „

Rissbildungen werden, entsprechend dem aus Versuchen ermittelten Werte $n = 6$ gegenüber dem der Berechnung zugrunde gelegten Werte von $n = 20$, die Eiseneinlagen um etwa 4 % entlasten und den Beton um etwa 40 % mehr belasten. Die Mehrbelastung des Beton ist ohne Belang, da die in Wirklichkeit kleinere Dehnungszahl auch einer höhern Bruchfestigkeit des Beton entspricht.

Die Verwendung von, wie aus den Druckproben der Betonwürfel zu schliessen, sehr verschiedenem Beton, ist wohl nicht erwünscht, aber durchaus nicht beunruhigend, wie so oft zu Unrecht angenommen wird. Selbst wenn in den einzelnen Teilen des Bauwerks Beton verschiedener Festigkeit vorhanden ist, im Einklang mit den Ergebnissen der Probewürfel, was durchaus nicht immer der Fall ist, so findet bei Inanspruchnahme des Betonkörpers ein Spannungsausgleich statt, da der weniger feste Beton eine grössere Dehnungszahl aufweist, sich leichter deformiert und dank dieser Eigenschaft sich einer übermässigen Kraftaufnahme entzieht, auf Kosten des festeren Beton mit der der geringeren Dehnungszahl und somit geringerer Deformationsfähigkeit. Die Betonpartien höherer Festigkeit beteiligen sich somit stärker an der Kraftaufnahme, die Partien niedrigerer Festigkeit entlastend. Es stellt sich eine selbsttätige Entlastung, ein Spannungsausgleich ein (Selbsthilfe).

Die ganz bemerkenswerte Regelmässigkeit im Verhalten des Eisenbetonkörpers der Brücke, anlässlich der Belastungsversuche, lässt auf ein im Durchschnitt gleichmässiges Gefüge des Verbundkörpers schliessen.

5. Der *Stosszuschlag* für Schnellfahrten eines Motorlastwagens von 11,0 t Gesamtgewicht mit 30 km/h, beträgt für die Hauptträger rund 20 % (Abb. 6). Die Dauer der Eigenschwingungen der Aa-Brücke berechnet sich theoretisch zu 0,279" (Engesser, Fraenkel, Timoschenko) bis 0,169" (Deslandres), somit im Mittel zu 0,224". Entsprechend den beobachteten Schwingungen (Abb. 6) führte die Brücke deren fünf in der Sekunde aus. Die Eigenschwingungsdauer beträgt somit rund 0,200". Die Uebereinstimmung der Mittelwerte der Theorie und der Messung ist eine sehr gute, berücksichtigt man die Einflüsse der beiden Seitenöffnungen und der zwei Zwischenstützen, welche sich die Eigenschwingungsdauer der Mittelöffnung vermindernd auswirken. Dynamische Interferenzerscheinungen sind möglich und haben sich bei den während der Belastungsprobe obwaltenden Umständen in einem Stosszuschlag von 20 %, auf die statische Durchbiegung infolge Verkehrslast bezogen, ausgewirkt[5]).

*Ergebnisse der Laboratoriumsversuche:*

Festigkeitsversuche mit am 13. März 1924 in der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich gleichartig erstellten Probekörpern auf Zug, Druck und Biegung und im gleichen Alter erprobt wie die Brücke zurzeit der Belastungsprobe, führten zu nachfolgenden Ergebnissen:

6. Die Zugfestigkeit beträgt im Mittel 25,6 kg/cm². Die Dehnungszahl der elastischen Formänderungen für Zugspannungen zwischen 10 bis 15 kg/cm² erreicht den Mittelwert von

$$_e a_z = \frac{1}{340\,000} \cdot \text{(Abb. 11 und 12).}$$

7. Die Prismendruckfestigkeit beträgt rund 220 kg/cm² und die den Spannungsstufen zwischen 20 bis 30 kg/cm² entsprechende Dehnungszahl der elastischen Formänderungen ergibt als Mittelwert

$$_e a_d = \frac{1}{360\,000} \cdot \text{(Abb. 9 und 10).}$$

8. Biegeversuche mit gleichartig armierten Balken (Armierung 1,5%, Abb. 13 und 14) zeigten folgendes Verhalten:

*a.* Die Bildung der ersten von freiem Auge nicht wahrnehmbaren Risse in der Zugzone der Biegebalken erfolgte bei einer rechnerischen Biegespannung (Navier-Hooke) von 24 kg/cm², entsprechend einer spe-

zifischen Faserdehnung von rund 0,1 $^0/_{00}$ bezw. bei $^1/_6$ der Bruchlast.

*b.* Das Auftreten der ersten von freiem Auge sichtbaren Risse zeigte sich bei einer rechnerischen Spannung von 32 kg/cm², entsprechend einer spezifischen Randfaserdehnung von rund 0,2 $^0/_{00}$ bezw. bei $^1/_{4,5}$ der grössten Tragkraft des Biegebalkens.

*c.* Die Tragfähigkeit der Biegebalken wurde mit der Erreichung der Fliessgrenze der gezogenen Armierungseisen, bei fast gleichzeitiger Ueberwindung der Druckfestigkeit des Betons in den Randfasern der Druckzone erschöpft ($P_{max} = 11{,}35$ t).
Im Bruchzustande betragen die rechnerischen Spannungswerte:

Zug im Eisen $\beta_z = 3040$ kg/cm²
Druck im Beton $\beta_d = 210$ kg/cm²

Lage der Nullinie: 7,8 cm von der Biegebalkenoberkante entfernt (Abb. 14).

Die entsprechenden an Zugstäben (Eisen) und Druckprismen (Beton) durch Versuche ermittelten Festigkeitswerte betragen:

Fliessgrenze des Armierungseisens 2900 kg/cm²
Prismendruckfestigkeit des Betons 220 kg/cm²

und stehen somit praktisch in genauer Uebereinstimmung mit den rechnerischen Werten der Bruchbiegeversuche (Abb. 14).

*d.* Die Dehnungszahl der elastischen Formänderungen für Spannungswechsel zwischen 17 und 24 kg/cm² rechnerischer Biegebeanspruchung, aus der Beziehung:

$$E = \frac{M}{J} \times \frac{h}{\triangle} \text{ ermittelt,}$$

wobei $M$ = äusseres Biegungsmoment, $J$ = Trägheitsmoment bezogen auf die Nullinie, $h$ = Höhe des Balkens und $\triangle$ = Summe der Randfaserdehnungen des Querschnittes ist, bewegt sich um

$$_e\alpha_b = \frac{1}{288\,000}.$$

Dieser Wert steht in guter Uebereinstimmung mit dem Mittelwert der Dehnungszahl der entsprechenden Biegezug- und Biegedruckzonen des Biegebalkens. Es ist:

$$\frac{_eE_z + {}_eE_d}{2} = \frac{241\,000 + 345\,000}{2} = 293\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{und} \quad _e\alpha_b = \frac{1}{293\,000}$$

Aus den Laboratoriumsversuchen ergibt sich somit als Gesamtmittelwert der Dehnungszahl der elastischen Formänderungen

$$_eE_m = \frac{340\,000 + 360\,000 + 293\,000}{3} = 331\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$_e\alpha_m = \frac{1}{331\,000}$$

in fast genauer Uebereinstimmung mit dem am Bauwerke selbst durch die Belastungsversuche festgestellten Mittelwert von

$$_e\alpha_b = \frac{1}{340\,000}.$$ [2])

*Zusammenfassung:*

Der logische Schluss, den man aus diesen Versuchen ziehen darf, lässt sich wie folgt zusammenfassen:

I. Eisenbetonbauwerke, richtig armiert und sachgemäss erstellt, verhalten sich praktisch wie elastische Körper. Für Stufen innerhalb der zulässigen Spannungen für Verbundkörper ist es richtig, sie als solche zu berechnen, zu entwerfen und auszuführen.

II. Die Heranziehung des Zugwiderstandes des Betons in der Zugzone wird, wegen der Schwindspannungen, welche sich insbesondere bei ungleich armierten Betonkörpern stets die Zugfestigkeit des Betons vermindernd auswirken, praktisch illusorisch. Anderseits darf man aber den hohen rechnerischen Werten der Zugspannung im Beton, wie die Praxis zeigt, nicht diejenige Tragweite in bezug auf Folgen von Rissbildungen zuschreiben, wie dies dann geschieht, wenn die Versuchspraxis, die Beobachtungen und Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken nicht für die Beurteilung der Rissbildungsgefahr herangezogen werden. Die Bedeutung der Rissbildungen für den Eisenbeton wird nur durch langjährige systematische Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken voll in ihrer Tragweite erfasst werden können[3]).

III. Die Uebereinstimmung zwischen den Versuchen im Laboratorium und denjenigen am fertigen Bauwerk ist praktisch eine vollkommene. Die Bestrebungen, durch Versuche im Laboratorium, auf der Baustelle und am fertigen Bauwerk die Untersuchungsergebnisse in enge gegenseitige Beziehung zu bringen, sind gerechtfertigt und gewinnen für die Theorie und Praxis an Wert[4]).

## Anmerkungen:

[1]) Vergleichsweise würde sich für $a = 1/100000$, somit $n = 20$ ergeben:

Beton auf Druck — 37,0 kg/cm²
Eisen „ Zug + 1000 „

[2]) Bei den ein Jahr alten Versuchskörpern konnten für die gleichen Spannungsstufen wie bei den zwei Monate alten Körpern nachfolgende Festigkeitswerte festgestellt werden:

Zugfestigkeit $\beta_z = 20$ kg/cm² (Abnahme 20%);

Prismen-Druckfestigkeit $\beta_d = 264$ kg/cm² (Zunahme 20%);

Biegefestigkeit nach Navier-Hooke:

Auftreten der ersten, von freiem Auge nicht wahrnehmbaren Risse bei $\sigma_z = 21$ kg/cm², entsprechend einer mittleren Dehnungszahl von $\varepsilon a_z = \frac{1}{400.000}$ (Abnahme 20%).

Auftreten der ersten, von freiem Auge wahrnehmbaren Risse bei $\sigma_z = 38$ kg/cm².

[3]) *A. Bühler*, Bern. „Ergebnisse der Untersuchungen von Eisenbeton-Brücken der Schweizerischen Bundesbahnen". Schweiz. Bauzeitung. Bd. 71, Seite 87, 1918.

*F. Hübner*, Bern. „Beobachtungen aus der Praxis des Eisenbetons und ihre Lehren für den Brückenbau im Besonderen". XIII. Jahresbericht des Vereins Schweiz. Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten, 1923.

[4]) *M. Roš*, Zürich. „Belastungsversuche an der 105 m weit gespannten Eisenbeton-Bogenbrücke über das Hundwilertobel bei Waldstatt (Kt. Appenzell) und am armierten Korbbogen der Hochbrücke Baden-Wettingen von 72 m lichter Weite". Festvortrag an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn, Januar 1926.

[5]) *M. Roš*, Zürich. „Die Wirkung bewegter Lasten auf Tragwerke". Bericht der Technischen Kommission des V. S. B. Erster Teil, März 1922.

« Ergebnisse der Belastungsproben an den Brücken der Strassen am Stausee Innertal». Belastungsversuche mit den Strassenbrücken am Stausee Innertal, im Auftrage der A.-G. Kraftwerk Wäggital im November 1925 durchgeführt, haben Stosszuschläge von 30—40 %, auf die Verkehrslast bezogen, ergeben. Bei kritischen Fahrgeschwindigkeiten steigerte sich der Stosszuschlag bis auf 60%. Der 60%ige Stosszuschlag verliert an Bedeutung, da er sich auf sehr kleine Durchbiegungen bezieht (Abb. 8).

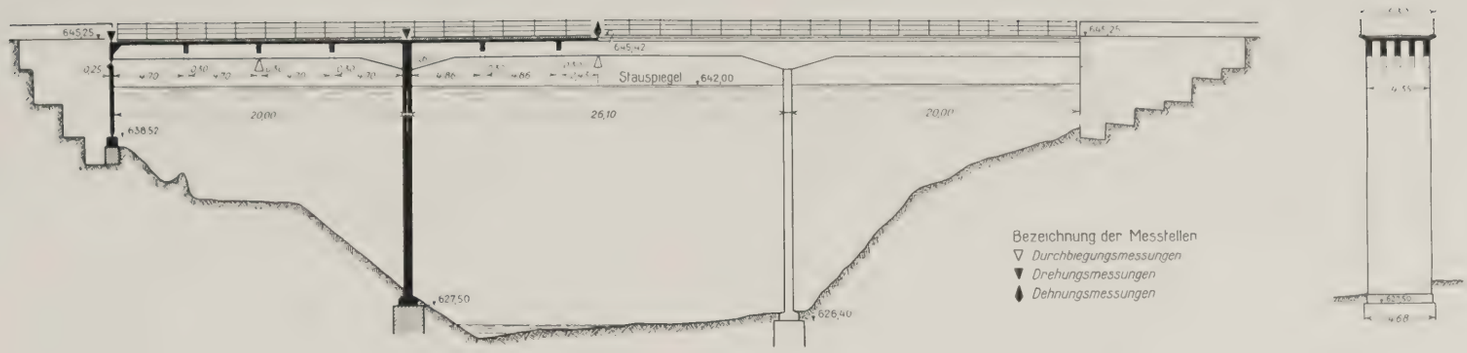



Abb. 1. Längs- und Querschnitt, sowie Ansicht 1:500.

Abb. 2. Ansicht vor Füllung des Rempen-Beckens.
(Unter der neuen die gewölbte Brücke der alten Strasse.)

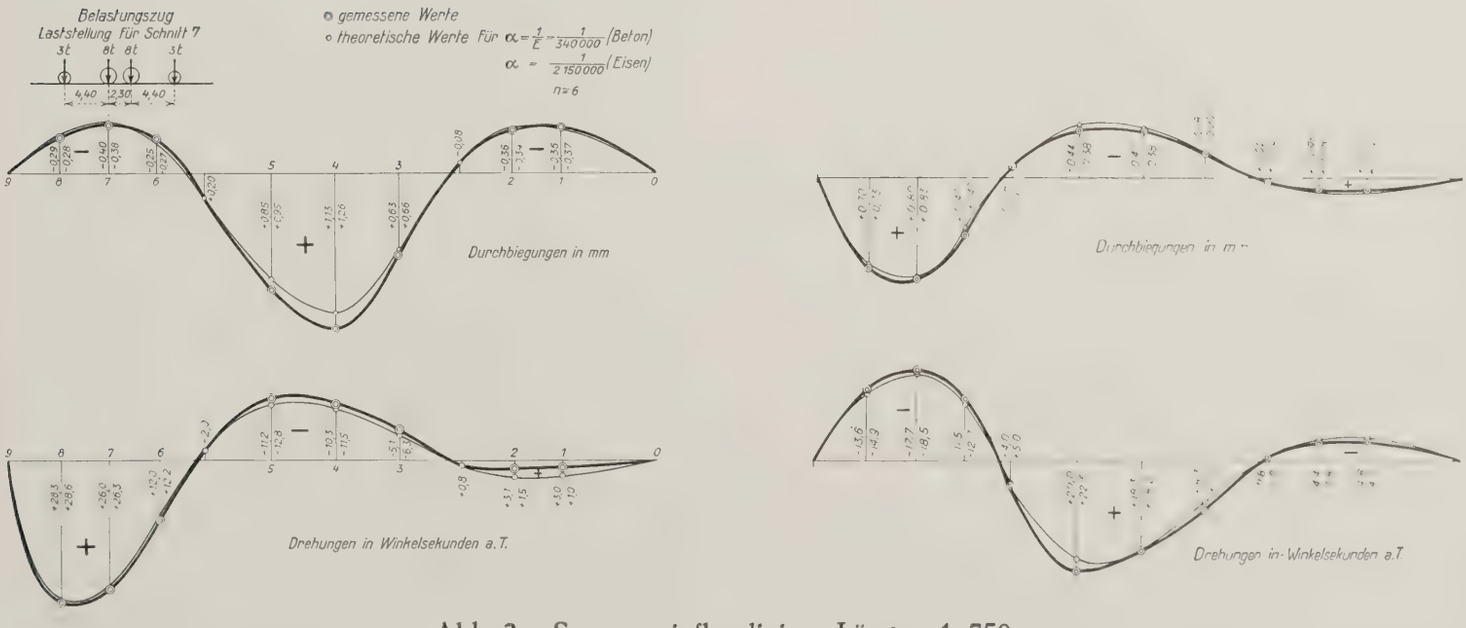



Abb. 3. Summeneinflusslinien, Längen 1:750.

Oben: Durchbiegungen Mitte Mittelöffnung — Rippe 3.
Unten: Drehungen Widerlager Siebnen.

Oben: Durchbiegungen Mitte Seitenöffnung — Rippe 3.
Unten: Drehungen Mittelstütze Seite Siebnen.

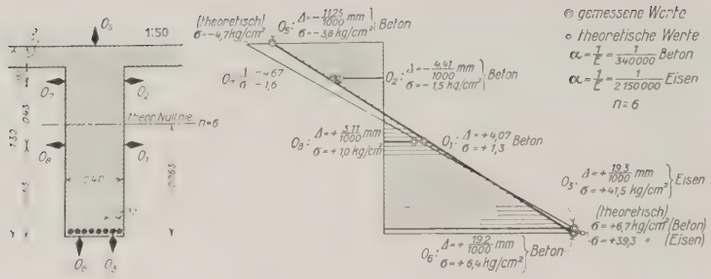



Abb. 4. Dehnungsmessungen an Rippe 3; Laststellung 4, Messlänge 1000 mm.

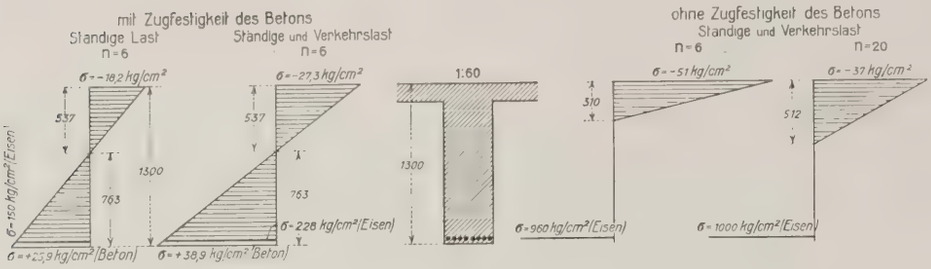



Abb. 5. Theoretische Spannungsverteilung in Brückenmitte, ungünstigste Beanspruchung.

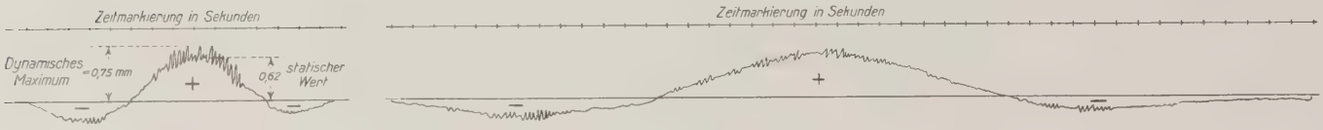



Abb. 6. Schwingungsdiagramme in Brückenmitte, ein Motorlastwagen von 11 t; links Schnellfahrt $v = 30$ km/h, rechts Langsamfahrt $v = 12$ km/h.

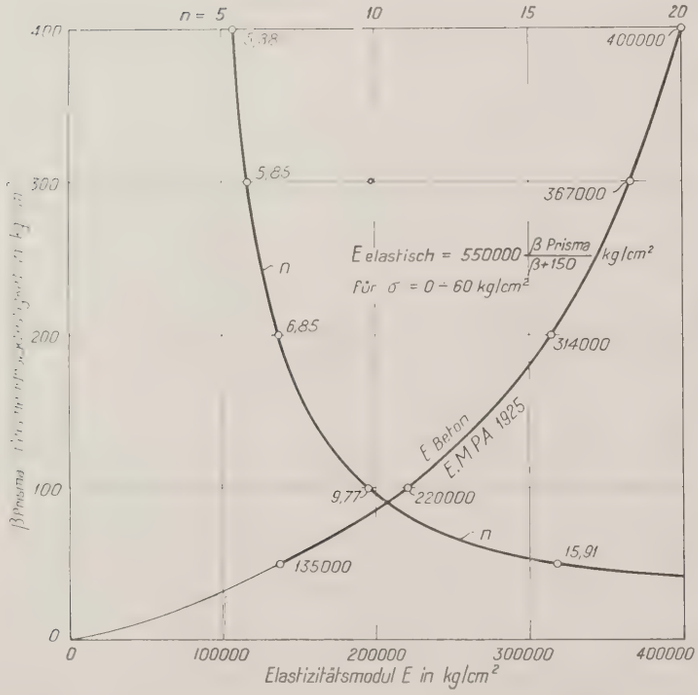



Abb. 7. Elastizitätsmoduli und Werte $n = \frac{E_c}{E_b}$ in Funktion der Druckfestigkeit.

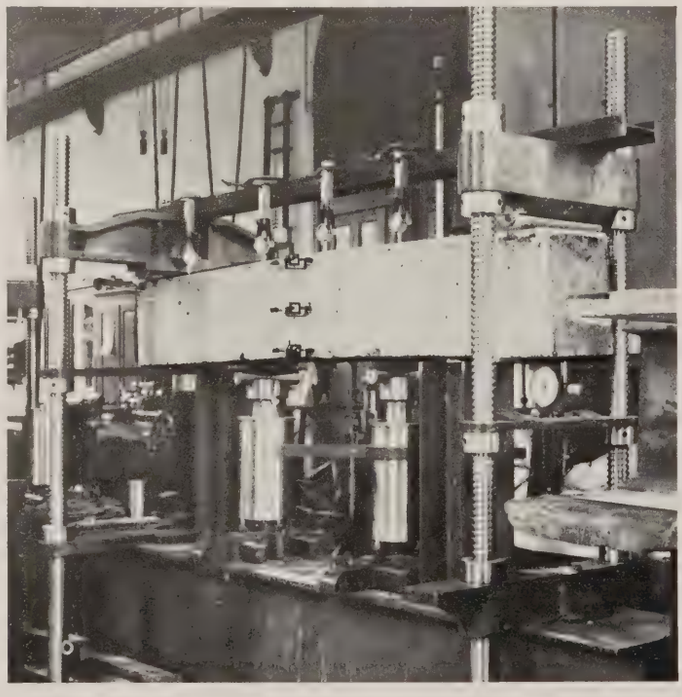


Abb. 13. Biegebalken.
Querschnitt: 21×31 cm Stützweite 2,0 m
Elastizitätsmessung.

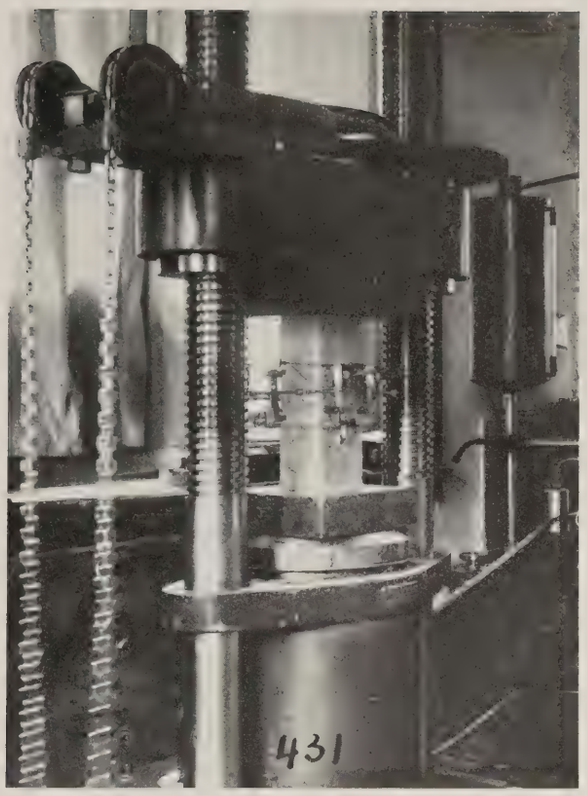



Abb. 9. Druckprisma 12×12×36 cm
Elastizitätsmessung.

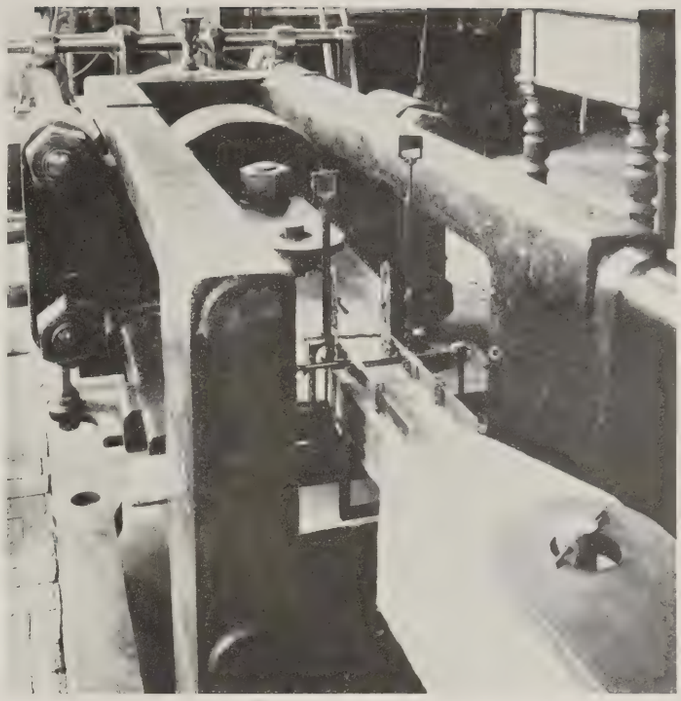


Abb. 11. Zugkörper, Querschnitt 7×10 cm
Elastizitätsmessung.

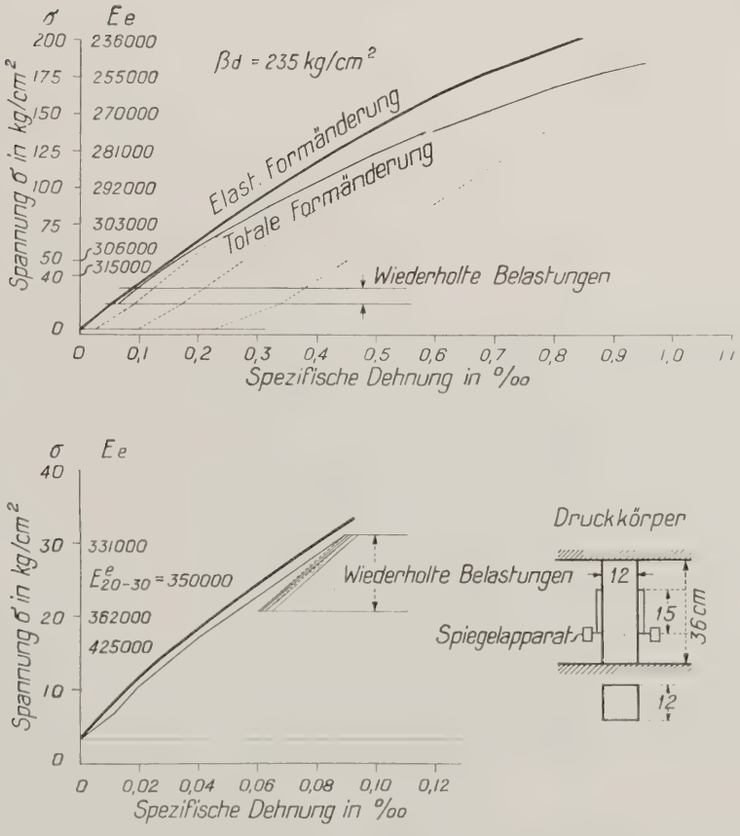



Abb. 10. Diagramme der Druckelastizitätsmessung.

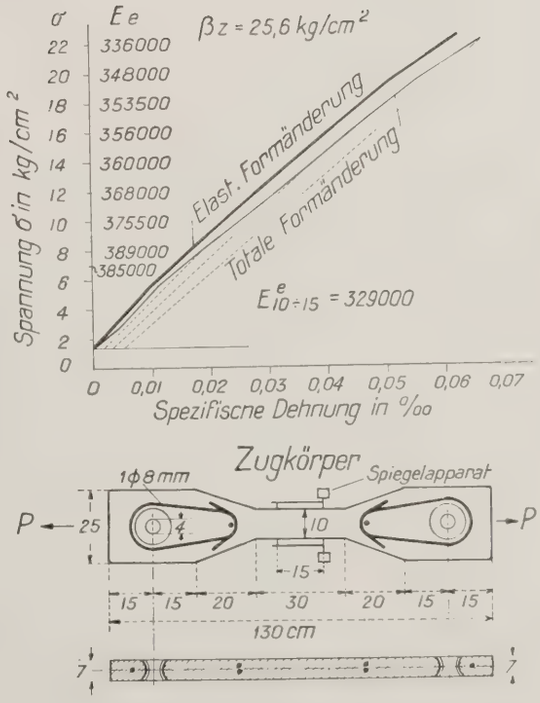



Abb. 12. Diagramme der Zugelastizitätsmessung.

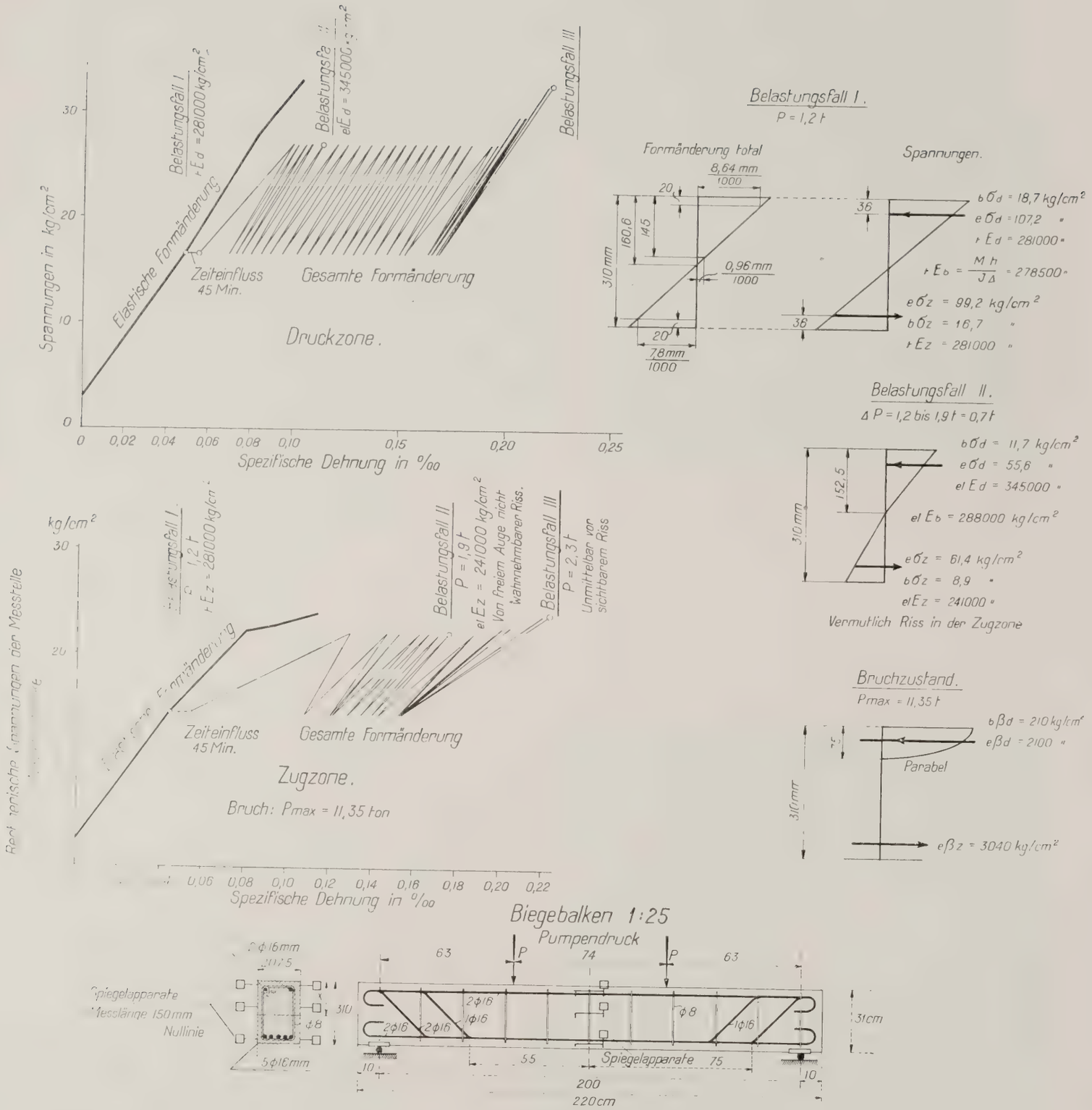



Abb. 14. Diagramme zur Biegeelastizitätsmessung.

Abb. 15. Aa-Brücke über das Rempenbecken des Kraftwerkes Wäggital.
Brücke in der Schalung. (Unter der neuen Brücke die Brücke der alten Strasse).

Abb. 8. Strassenbrücke über den Flienglibach, Stausee Innertal, der A.-G. Kraftwerk Wäggital, 1924.
Projekt: *Maillart & Cie.*, Zürich-Genf Unternehmung: *Prader & Cie.*, Zürich.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Ergebnisse der Belastungsversuche an den Eisenbeton-Bogenbrücken

über die **Urnäsch bei Hundwil,** Kt. Appenzell A.-Rh. - **Hundwilertobelbrücke** -
über die **Limmat in Baden,** Kt. Aargau - **Hochbrücke Baden-Wettingen** -
durchgeführt in den Jahren 1924/26.

Von Prof. Dr. Ing. h. c. *M. Roš,* Direktor der E. M. P. A.

Hundwilertobelbrücke, Kt. Appenzell A.-Rh.

Stützweite 105 m. Höhe über Talsohle 73 m.

Nach eigenem Entwurfe erbaut von *Ed. Züblin & Cie. A.-G.*, Zürich-Basel 1924/25.

Bauleitung: *A. Schläpfer*, Kantonsingenieur, Herisau.

# Ergebnisse der Belastungsversuche an den Eisenbeton-Bogenbrücken

über die **Urnäsch bei Hundwil,** Kt. Appenzell A.-Rh. **- Hundwilertobelbrücke -** und die **Limmat in Baden,** Kt. Aargau **- Hochbrücke Baden-Wettingen -** durchgeführt in den Jahren 1924/26.

Von Prof. Dr. Ing. h. c. *M. Roš*, Direktor der EMPA.

Die über die tief eingeschnittenen Täler der *Urnäsch* (Appenzell A. Rh.) und der *Limmat* (Aargau) sich wölbenden armierten Bögen der Hundwilertobelbrücke (Abb. 1, 2 und 3) und der Hochbrücke Baden-Wettingen (Abb. 9 und 10) wurden in den Jahren 1924/26 eigenartigen Belastungsversuchen unterzogen und deren elastisches Verhalten sorgfältig beobachtet. Die Auswirkung der belastenden Kräfte erfolgte auf die elastisch eingespannten Bögen ohne den Ueberbau.

Die Belastungsversuche und Messungen wurden nach einem vom Berichterstatter aufgestellten Programm und unter seiner Leitung im Auftrage der *Ed. Züblin & Cie A.-G.* für die *Hundwilertobelbrücke* und im Auftrage der *Baudirektion des Kts. Aargau* für die *Hochbrücke Baden - Wettingen* durchgeführt.

Das elastische Verhalten dieser einzigartigen grossen Modelle wurde sowohl anlässlich der Bogenausrüstungen als auch bei der Belastung, durch eine quer verteilte Einzellast von 30 t im jeweiligen Bogenscheitel wirkend, an Hand der Ergebnisse von Durchbiegungs-, Drehungs- und Dehnungsmessungen festgestellt, wobei auch die Verschiebungen und Drehungen der Widerlager sorgfältig beobachtet wurden.

Die Mittelwerte der Dehnungszahlen aus den Deformationsmessungen an den Bauwerken selbst abgeleitet, wurden mit den Ergebnissen der Elastizitätsmessungen im Laboratorium der E. M. P. A an gleichartig erstellten Versuchskörpern erhoben, verglichen. Die Uebereinstimmung der zugeordneten Werte ist eine sehr gute.

Die Riesenmodelle (Abb. 2 und 9) haben den Verlauf der jeweiligen Drucklinien aus der Wirkung der Bogeneigenlast und der Scheiteleinzellast erkennen lassen und haben sich im technischen Sinne wie elastische Körper verhalten.

## I. Hundwilertobelbrücke.

(Abb. 1, 2 und 3.)

Der 105 m weit gespannte gelenklose armierte Bogen, mit einer Pfeilhöhe von 36,00 m, ist die weitest gespannte gewölbte Brücke der Schweiz [1]) Die Fahrbahn liegt 73 m über der Talsohle. Das Pfeilverhältnis beläuft sich auf 1 : 2,92. Die Scheitelstärke misst 1,30 m und an den theoretischen Kämpfern erreicht die Gewölbestärke 2,50 m. Die Gewölbebreiten betragen im Scheitel 6,00 m und an den Kämpfern 6,90 m. Die zweckmässigste Gewölbeform wurde von Dr. Ing. *M. Ritter*, Direktor der *Ed. Züblin & Cie. A.-G.* nach einem neuen, von ihm ersonnenen Verfahren festgelegt [2]). Die grössten Randbeanspruchungen im Gewölbe aus Eigenlast, Verkehr und Wärmeschwankung (+ 15° und — 25° C) sind sehr gut ausgeglichen und bewegen sich zwischen 35 und 40 kg/cm², wovon 20 bis 25 kg/cm² von der Eigenlast herrühren. Die Eisenarmierung des Gewölbes ist symmetrisch.

*1. Bogenausrüstung am 27. Oktober 1924.*

Die Anordnung der Durchbiegungsmesser (Zivy-Apparate und Stoppani-Uhren), der Klinometer (Stoppani) und der Dehnungsmesser (Okhuizen), im Bogenscheitel, den Bogenvierteln und an den Kämpfern und Widerlagern, sowie die Ergebnisse der Messungen, sind auf der Abb. 4 dargestellt. Die theoretischen Werte sind den gemessenen gegenübergestellt.

Die Widerlager haben sich praktisch nicht bewegt. Die gemessenen horizontalen Verschiebungen liegen zwischen 0,072 und 0,085 mm, und die Drehungen betrugen im Mittel 5,6 Winkelsekunden (alter Teilung). Die Scheiteldurchbiegung erreichte 6,1 mm.

Die Bestimmung der Dehnungszahlen in den Kämpfern, Bogenvierteln und Scheitel aus der jeweiligen Gleichsetzung der Schwerpunktspannungen führt zu $E$-Werten, die zwischen 308 000 kg/cm² und 444000 kg cm² liegen und einen Mittelwert von $E =$ 393 000 kg/cm², somit rund $a_t = \frac{1}{E} = \frac{1}{400\,000}$ ergeben (Abb. 4).

Die gemessenen Randfaserspannungen, unter Zugrundelegung der ermittelten Dehnungszahl von $a_t = \frac{1}{400\,000}$, stimmen nicht sehr gut mit den entsprechenden Werten der Rechnung überein. Legt man dagegen, wie erwähnt, die Schwerpunktsspannungen (Mittel der Randfaserwerte) dem Vergleich zugrunde, so ist die Uebereinstimmung eine sehr gute.

Die rechnerische Ermittlung der Spannungen und der lotrechten Scheiteldurchbiegung infolge Bogeneigenlast zeigt ganz allgemein die grosse Empfindlichkeit des wirklichen Spannungs- und Deformationszustandes, von der wirklichen Form des Gewölbes herrührend. Die Resultate der Messung bestätigen dieses Ergebnis der Theorie, und werden von der zweifelsohne vorhandenen Verschiedenheit der elastischen Eigenschaften des Betons in einem Gewölbe, sowohl über den Querschnitt selbst als auch der Bogenlänge nach, stark beeinflusst. Der unvermeidlichen Verschiedenheit in der Betonqualität eines Bauwerkes und demzufolge auch in den Werten der Dehnungszahlen $a = \frac{1}{E}$, ist bei der Auswertung und Beurteilung von Messungsergebnissen an ausgeführten

Bauwerken massiver Bauweisen grösste Beachtung zuzuwenden, wobei die selbsttätige Entlastung der Partien geringerer Festigkeit mit grösserer Deformationsfähigkeit auf Kosten der Partien grösserer Festigkeit mit geringerer Deformationsfähigkeit richtig einzuschätzen ist (Spannungsausgleich, Selbsthilfe). Verhältnismässig geringe Verschiebungen der Drucklinie im rechteckigen Querschnitt eines Gewölbes gegenüber dem elastischen Schwerpunkt, welcher bei heterogenen Körpern nicht mit dem geometrischen Schwerpunkt der Fläche zusammenfällt, sei es infolge Abweichungen der Gewölbeform oder infolge der hervorgehobenen Heterogenität, beeinflussen das Spannungsbild tiefgehend[3]). Die einem unveränderlichen $E$-Werte von 400 000 kg/cm² entsprechenden und aus den Messungsergebnissen abgeleiteten Exzentrizitäten, unter Voraussetzung völliger Homogenität der jeweiligen Querschnittflächen, sind auf Abb. 4 eingetragen und mit den theoretischen Werten verglichen.

*2. Einzellast von 30 t im Bogenscheitel wirkend.*
23. November 1924.

Da die gemessenen Randfaserdehnungen von wesentlich geringerer Grössenordnung waren als anlässlich der Bogenausrüstung und unvermeidliche Wärmeeinflüsse bei so kleinen Dehnungswerten stärker ins Gewicht fallen, gestaltete sich die Bestimmung der $E$-Werte weniger zuverlässig. Es ist daher durchaus berechtigt, die grössten gemessenen Dehnungen, denjenigen des Scheitels, gegenüber den drei- bis viermal kleinern in den Bogenvierteln und Kämpfern, für die Bestimmung der $E$-Werte heranzuziehen.

Aus der Scheitelmessung folgt $E = 469\,000$ kg/cm², während der Mittelwert aus allen zehn Randfasermessungen sich zu $E = 541\,000$ kg/cm² ergibt.

Für den etwas hohen Mittelwert von $\alpha = \frac{1}{500\,000}$ stimmen die gemessenen und berechneten Faserspannungen sehr gut überein (Abb. 5).

Der Verlauf der rechnerischen und gemessenen Drucklinien für die Einzellast von 30 t im Bogenscheitel ist gleichfalls auf Abb. 5 dargestellt. Die Uebereinstimmung ist aus den angegebenen Gründen am besten im Bogenscheitel.

Aus der gemessenen lotrechten Scheiteldurchbiegung von 1,99 mm berechnet sich die Dehnungszahl zu $\alpha_t = \frac{1}{490\,000}$.

*3. Laboratoriumsversuche.*

Die Ergebnisse der Druckfestigkeit und Elastizitätsmessungen von fünf gleichartig erstellten Prismen 12 × 12 × 36 cm sind auf Abb. 6 und 7 dargestellt.

Die Mittelwerte betragen:

*a)* Prismendruckfestigkeit 265 kg/cm²

*b)* Dehnungszahlen:

*α)* der gesamten Formänderungen, Spannungsstufe angenähert entsprechend dem gesamten Eigengewicht der Brücke . . . . $\alpha_t = \frac{1}{363\,000}$
$\sigma$ bis 35 kg/cm²

*β)* der elastischen Formänderungen [4]), Spannungsintervall angenähert entsprechend der Verkehrslast und Wärmewirkung . $\alpha_{el} = \frac{1}{362\,000}$
$\sigma = 35-52$ kg/cm²

*c)* Poissonsche Querdehnungszahl:
entsprechend *α)* . . . . . $m_t = 5{,}0$
entsprechend *β)* . . . . . $m_{el} = 6{,}6$

Der Mittelwert der Dehnungszahl $\alpha_t$ der gesamten Formänderungen im Laboratorium ermittelt $\alpha_t = \frac{1}{363\,000}$ stimmt mit dem aus den Versuchen am Bauwerke selbst anlässlich der Bogenausrüstung festgestellten von $\alpha_t = \frac{1}{393\,000}$ gut überein. Die Abweichung von rund 8 % ist auf Grund der Erfahrungen von Laboratoriumsversuchen sehr gering.

Bei den Dehnungszahlen der elastischen Formänderungen ist der Unterschied grösser:

Laboratorium (Prisma): $\alpha_{el} = \frac{1}{362\,000}$

Bauwerk (Einzellast): $\alpha_{el} = \frac{1}{470\,000}$

er beträgt somit rund 30 %. Die Ursache des Unterschiedes liegt in der geringen Grössenordnung der gemessenen Dehnungswerte und in den unvermeidlichen Wärmeeinflüssen auf das Bauwerk und insbesondere auf die Dehnungsmesser, während der Dauer der Belastungsversuche[5]).

*Der Einfluss* der Zeit auf die volle Auswirkung einer Belastung, welcher die aus den Messungen abgeleiteten $\alpha$-Werte dann zu klein erscheinen lässt, wenn die zur vollen Lastauswirkung erforderliche Zeit fehlt, dürfte auch einen Anteil am zu kleinen $\alpha$-Wert des Versuches am Bauwerk haben[6]).

**II. Hochbrücke Baden-Wettingen** (Abb. 9 und 10).

Die Stützweite des symmetrisch armierten Korbbogens beträgt 68,0 m, die Pfeilhöhe 17,77 m. Das Pfeilverhältnis beläuft sich somit auf 1 : 3,83. Die Gewölbebreite ist unveränderlich und misst 12,00 m. Im Scheitel ist der Bogen 0,75 m stark und an den theoretischen Kämpfern 1,60 m. Die Scheitelstärke von $^1/_{90}$ der Stützweite ist kühn.

Die grössten Randspannungen im Gewölbe aus der gesamten Eigenlast (Gewölbe, Ueberbau und Fahrbahn) sind sehr gut ausgeglichen.

*1. Ausrüstung des Bogens am 15. Dezember 1925.*

Die Messungen erfolgten bei völlig bedecktem Himmel. Die Temperatur schwankte zwischen —1,5° und —3,0° C.

Die Anordnung der Durchbiegungsmesser (System Zivy und Stoppani, Abb. 14), der Libellen (Klinometer Stoppani, Abb. 15) und der Dehnungsmesser (Okhuizen—Huggenberger, Abb. 16) ist auf der Abb. 11 zur Darstellung gebracht, woselbst auch die Ergebnisse der Formänderungsmessungen graphisch dargestellt und denjenigen der Theorie gegenübergestellt worden sind.

Die gesamte Ausweitung der Bogensehne, zwischen den Kämpfern gemessen, betrug 1,6 mm ($^1/_{42500}$ der Stützweite), welche sich genau je zur Hälfte auf die Bogenwiderlager Baden und Wettingen verteilt.

Die Dehnungszahl der gesamten Formänderungen $\alpha_t = \frac{1}{E_t}$ aus den absoluten Grösstwerten der gemessenen Randfaserdehnungen als Mittelwert abgeleitet, ergibt sich zu $\alpha_t = \frac{1}{288\,000}$ [7]) (Abb. 11 und 13). Der so berechnete $\alpha$-Wert stimmt mit den an gleichartig

erstellten Betonprismen 12×12×36 cm im Laboratorium der E. M. P. A. ermittelten $a$-Werten von im Mittel $a_t = \frac{1}{275\,000}$ sehr gut überein.

Die gemessenen Randspannungen $\left(a_t = \frac{1}{288\,000}\right)$ erreichen Grösstwerte im Scheitel von 22,8 kg/cm² und in den Kämpfern solche von 18,1 kg/cm² Druck. Die entsprechenden theoretischen Werte betragen im Scheitel 22,5 kg/cm² und an den Kämpfern 17,00 kg/cm². Die gemessenen Zugspannungen sind sehr klein und liegen unter den theoretischen Grössen.

Der rechnerische Horizontalschub des Gewölbes von rund 820 t stimmt mit dem aus den Dehnungsmessungen abgeleiteten für $a_t = \frac{1}{220\,000}$ genau überein [7]). (Abb. 13.)

Der Verlauf der gemessenen Drucklinie aus Bogeneigenlast deckt sich gut mit den rechnerischen Werten (Abb. 13). In den Bogenvierteln weisen die gemessenen Dehnungen gegenüber den berechneten grössere Unterschiede auf, welche davon herrühren, dass in den Bogenvierteln die Dehnungsmessungen absichtlich über den Betonierungsfugen (Stossfugen) ausgeführt worden sind. An den Stellen dieser Stossfugen zeigen, infolge naturgemäss grösserer Zusammenpressung, insbesondere an den Fasern der oberen Bogenleibung, die Dehnungsmesser grössere Werte der Faserverkürzungen an.

Die grösste lotrechte Scheiteldurchbiegung erreichte 11,06 mm, während die Rechnung 10,5 mm ergibt $\left(a_t = \frac{1}{288\,000}\right)$ In den Bogenvierteln betrugen die lotrechten Senkungen 0,20 mm (Seite Baden), bezw. 0,09 mm (Seite Wettingen).

*2. Einzellast von 30 t im Bogenscheitel wirkend. (12. Januar 1926.)*

Die Belastungsversuche erfolgten an einem sonnigen Tage. Die Temperatur schwankte im Schatten zwischen —6,5 ° C und —4,0 ° C und an der Sonne zwischen —1,5 ° C und + 1,0 ° C.

Die Hälfte der Einzellast von 30 t wurde vorerst auf die eine Bogenhälfte (in Querrichtung gesehen) aufgebracht und erst dann die zweite Bogenhälfte mit den restlichen 15 t belastet. Bei dieser Belastungsart zeigte sich, dass die belastete Bogenhälfte durch die nicht belastete um rund 44% entlastet wird.

Die Ergebnisse der Durchbiegungs-, Dehnungs- und Drehungsmessungen sind auf Abb. 12 veranschaulicht und den Ergebnissen der Theorie gegenübergestellt worden.

Aus den gemessenen Randfaserdehnungen ergeben sich als Mittelwerte von $a$:

für die Belastung $a_t = \frac{1}{287\,000}$

für die Entlastung $a_{el} = \frac{1}{410\,000}$

Berücksichtigt man die grössten gemessenen Dehnungen, diejenigen des Bogenscheitels, als die zuverlässigsten, so folgt $a_t = \frac{1}{273\,000}$. Dieser Wert von $a$ stimmt mit dem aus den Laboratoriumsversuchen abgeleiteten Mittelwert von $a_t = \frac{1}{275\,000}$ praktisch genau und mit demjenigen bei der Bogenausrüstung festgestellten von $a_t = \frac{1}{288\,000}$ sehr gut überein [8]).

Die Mittelwerte der aus den Messungen abgeleiteten Elasitzitätsmoduli sind auf Abb. 13 dargestellt. Die Einzelwerte schwanken in weiten Grenzen. Die Schwankungen, welche das äusserste Spiel der Laboratoriumsversuche von ±30% zum Teil wesentlich überschreiten, lassen sich erklären:

durch die unvermeidlichen Schwankungen in der Betonqualität [9]);

durch die Unhomogenität des noch so sorgfältig erstellten Betonkörpers, der zufolge der elastische Schwerpunkt des beanspruchten Querschnittes nicht mit dem geometrischen zusammenfällt, und

durch nicht auszuschaltende Störungen infolge Wärmewechsel, insbesondere bei kleineren Dehnungsgrössen.

Stärkere Biegungsmomente, insbesondere an den Stellen von Betonierungsfugen (Schwindrisse), wie dies hier der Fall war, wirken sich diese Schwankungen vergrössernd aus.

Die gemessenen und theoretischen Werte der Exzentrizitäten der Drucklinie stimmen demzufolge nicht gut überein. (Abb. 13).

Die gesamte Scheiteldurchbiegung von im Mittel 5,7 mm und die elastische im Betrage von 4,81 mm, welche beide gegenüber der theoretischen Scheiteldurchbiegung von 3,3 mm $\left(a_t = \frac{1}{273\,000}\right)$ wesentlich grösser sind, bringen eindeutig die erwähnten Störungen infolge von Biegungsmomenten, Wärmewechsel und Betonierungsfugen zum Ausdruck.

Die bleibende Scheiteleinsenkung beträgt rund 16% der gesamten. Diese Erscheinung der bleibenden Formänderungen, welche bekanntermeise auch durch Laboratoriumsversuche unzweideutig nachgewiesen ist (Abb. 7) zeigte sich auch bei den Durchbiegungen in den Bogenvierteln und den Dehnungsmessungen im Bogenscheitel, Bogenvierteln und Bogenkämpfern.

Infolge der erwähnten störenden Umstände und der Kleinheit und daher Empfindlichkeit der Messwerte selbst, stehen die Endergebnisse der Messungen in nicht so gutem Einklang mit der Theorie, wie dies bei der Bogenausrüstung der Fall war.

Auf Abb. 13 sind noch einige Ergebnisse der Theorie ausgetragen. Für die gesamte Eigenlast der Brücke ist der Spannungszustand sehr gut ausgeglichen. Der Bogen wird fast nur zentrisch beansprucht. Die Randspannungen sind praktisch oben und unten einander gleich und erreichen im Scheitel max. 23,2 kg/cm² und an den Kämpfern min. 14,9 kg/cm². Die Zusatzspannungen infolge Temperatur und Schwinden (Abfall total 20 ° C) erreichen Werte von rund ± 7 kg/cm² im Scheitel und ± 6 kg/cm² in den Kämpfern.

## III. Schlussfolgerungen.

1. Die grossen Eisenbetonbögen der Hundwilertobel-Brücke und der Hochbrücke Baden-Wettingen, verhalten sich praktisch wie elastisch eingespannte Bögen.
2. Bei der Beurteilung der elastischen Eigenschaften von Bauwerken in Eisenbeton sind gebührend zu berücksichtigen:

das Alter des Bauwerkes ($\alpha = \frac{1}{E}$ mit Alter abnehmend);
der Grundspannungszustand (ständige Last);
der Bereich des Spannungswechsels (Verkehrslast, Wärme);
die Dauer der Belastung und Anzahl der Spannungswechsel (Geschwindigkeit, Zeiteinfluss);
der Einfluss der Unhomogenität des Betons und daher des Unterschiedes zwischen dem geometrischen und elastischen Schwerpunkt des beanspruchten Querschnittes;
die Bedeutung und das Zustandekommen von gesamten, bleibenden und elastischen Formänderungen, und
der selbsttätige Spannungsausgleich zwischen den Teilen geringerer Festigkeit mit grösserer Deformationsfähigkeit und den Teilen grösserer Festigkeit und geringerer Dehnungsfähigkeit (Selbsthilfe);
des fernern wirken sich, die Formänderungen vergrössernd aus:
die Betonierungsfugen (Stossfugen), und
das Schwinden, insbesondere bei stark plastischem Beton.

3. Die Mittelwerte der Dehnungszahlen aus den Formänderungsmessungen am Bauwerke selbst abgeleitet, stimmen mit den zugeordneten Werten von Elastizitätsmessungen im Laboratorium, an gleichartig erstellten Versuchskörpern erhoben, praktisch gut überein. Die Abweichungen sind in der Regel gering, zirka 10%; sie können aber Werte bis zu 30% erreichen. Die Ursachen der grössern Abweichungen liegen in der Regel in praktisch unvermeidlichen Einflüssen von Temperaturschwankungen während der Versuche und oft in Betonierungsfugen (grössere Zusammenpressbarkeit, geringere Zugfestigkeit), die das Spannungsbild verschleiern.

Diese Auswirkungen fallen ganz besonders dann störend ins Gewicht, wenn die gemessenen Werte der Formänderungen, als Integralwerte (Durchbiegungen und Drehungen) oder als örtliche Werte (Dehnungsmessungen), von geringer Grössenordnung sind. Der Bestimmung der Dehnungszahlen aus Versuchen an ganzen Bauwerken sind daher in erster Linie die grössten Messwerte zugrunde zu legen.

## Anmerkungen.

[1]) *A. Schläpfer*, Kantonsingenieur, Herisau, «Der Bau der Hundwilertobelbrücke und ihrer Zufahrtsstrassen (Appenzell A.-Rh.)»: «Schweiz Zeitschrift für Strassenwesen» No. 17, 1925.

[2]) *Dr. M. Ritter*, «Die Hundwilertobelbrücke im Kanton Appenzell A.-Rh.». Vortrag gehalten im Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein am 10. März 1926. «Schweiz. Bauztg.», Bd. 87, No. 13.

[3]) Im Laboratorium auf Druck beanspruchte, genau im geometrischen Schwerpunkt belastete Würfel und Prismen zeigen an den Kanten stets und oft sehr stark verschiedene spezifische Zusammendrückungen für gleiche Spannungsstufen. Ein Beispiel mit gutem Spannungsausgleich an den Kanten ist auf Abb. 8 dargestellt. Bei Elastizitätsmessungen und auch bei der Zerdrückung von Würfel der Zementnormenprobe werden stets die Druckkörper gegenüber dem Kraftangriff der Presse so weit verschoben, bis sich ein guter Ausgleich der Zusammendrückungen an den Kanten zeigt.

[4]) Die der aus den Versuchen gefundenen Prismen-Druckfestigkeit von 265 kg/cm² entsprechende Dehnungszahl nach der E.M.P.A.-Kurve (1925) beträgt $\alpha_{el} = \frac{1}{350\,000}$.

[5]) Die 1 m langen Messstangen der Okhuizen-Dehnungsmesser, sowie die Drähte der Durchbiegungsmesser waren aus Invar ($\alpha_t \sim 0$).

[6]) *M. Roš, Zürich*, «Die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler am Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburg-Bahn»: «Schweiz. Bauzeitung», Bd. 83, No. 25 und 26, 1924.

[7]) Legt man der $\alpha$-Bestimmung sämtliche Randfaserdehnungen zugrunde, so folgt $\alpha_t = \frac{1}{220\,000}$.

[8]) *M. Roš* und *A. Eichinger*, Zürich, «Die Messergebnisse der Belastungsproben an Pilzdecken der Lagerhäuser in Chiasso und Basel». Bericht der E. M. P. A. 1925.

[9]) Der heterogenere, auf der Baustelle selbst erstellte Beton und der homogenere, fabrikmässig erzeugte Stahl sind beide in bezug auf Zusammensetzung, chemische Vorgänge während der Erzeugung, Bearbeitung und Temperatureinflüsse sehr empfindlich. Dadurch erklärt sich aber, selbst bei sehr sorgfältiger Fabrikation, die Streuung von rund 25—30% beim Beton und von 10% beim Konstruktionsstahl.

Abb. 1. Hundwilertobelbrücke, Kt. Appenzell A.-Rh. Gesamtansicht.

Abb. 3. Hundwilertobelbrücke. Lehrgerüst vollendet, Juli 1924.

Abb. 2. Hundwilertobelbrücke. Bauzustand Ende Dezember 1924.

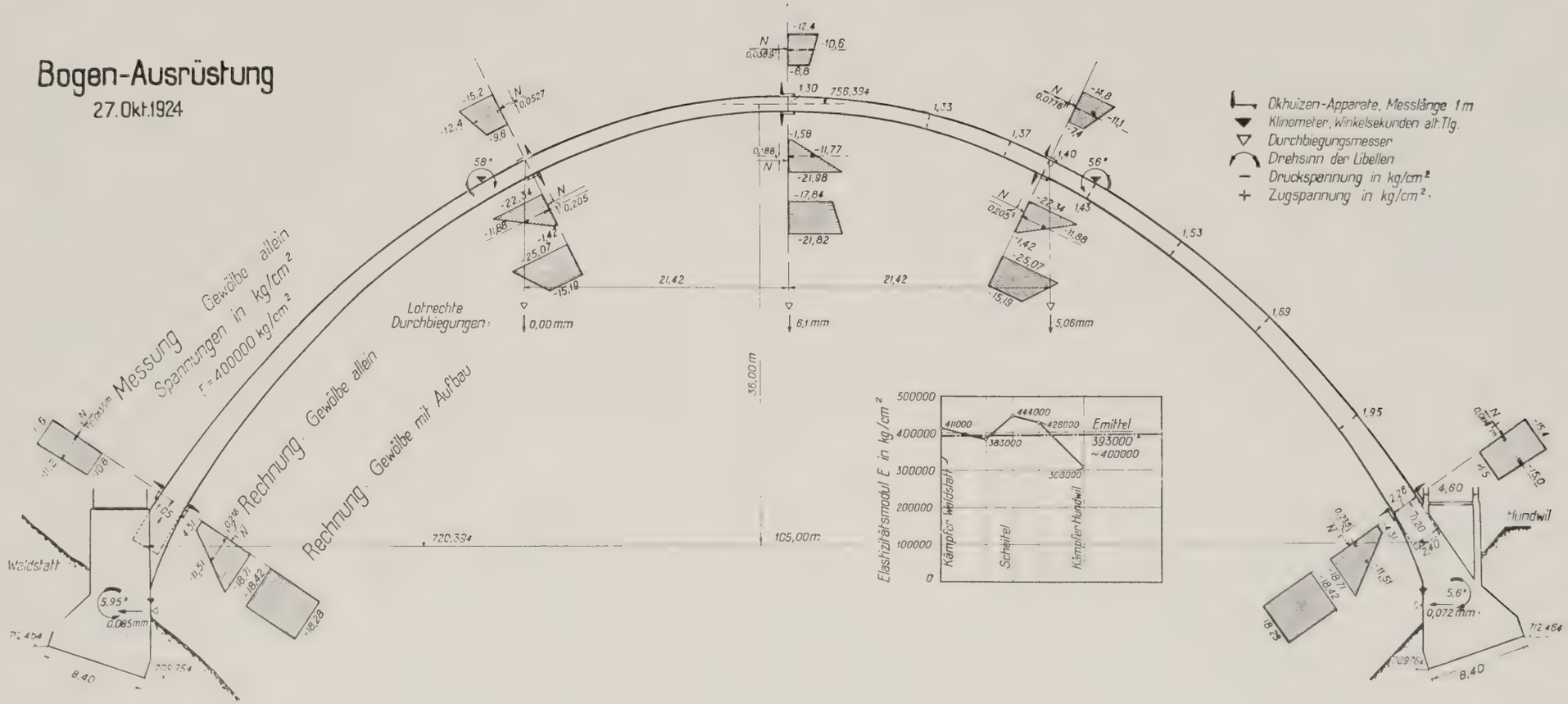



Abb. 4. Hundwilertobelbrücke. Bogen-Ausrüstung, Messungsergebnisse.

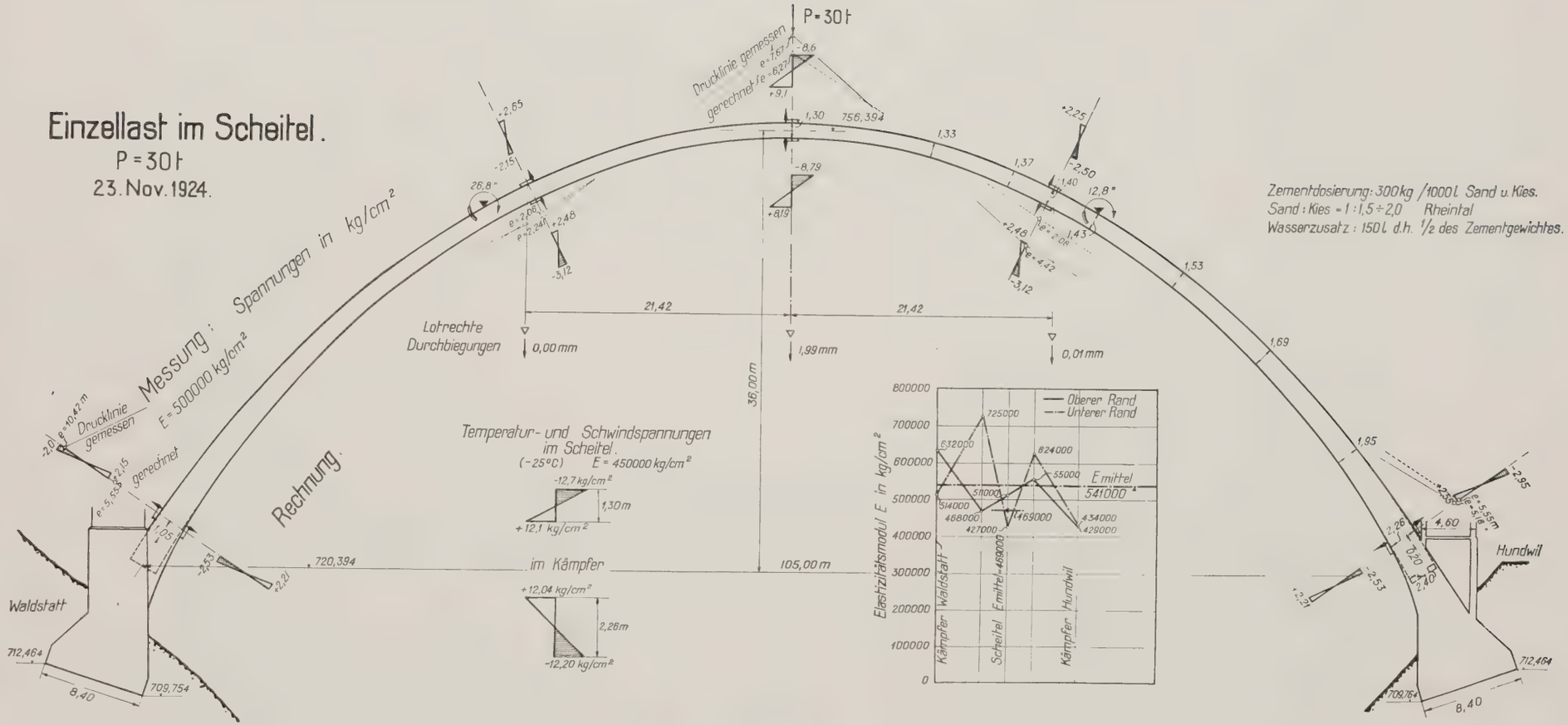



Abb. 5. Hundwilertobelbrücke, Einzellast P = 30 t im Scheitel, Messungsergebnisse.

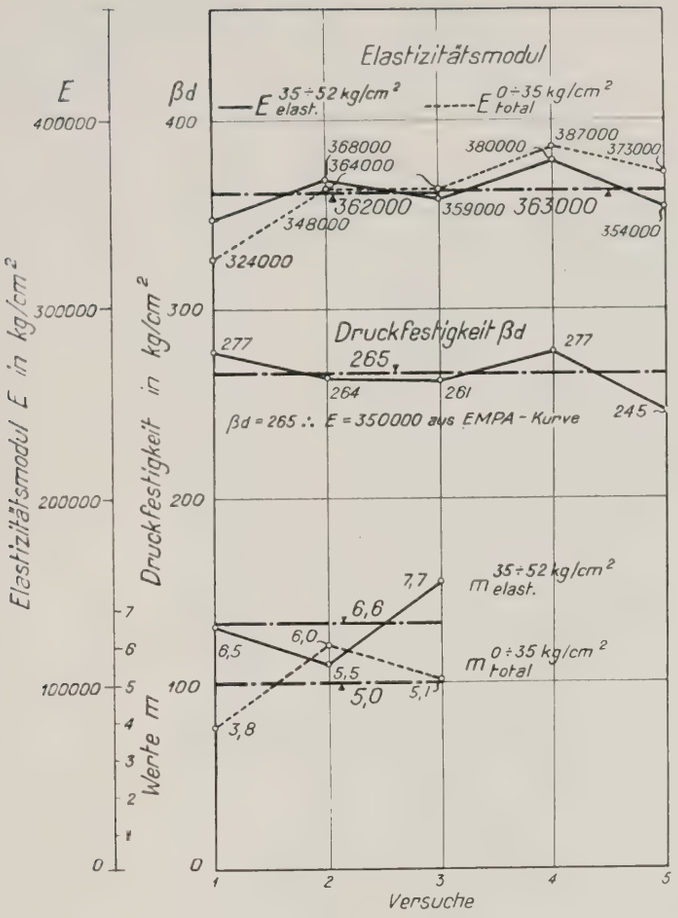



Abb. 6. Hundwilertobelbrücke.
Laboratoriumsversuche, Elastizitätsmessungen, Betonprismen, 12×12×36, Alter 9 Wochen.

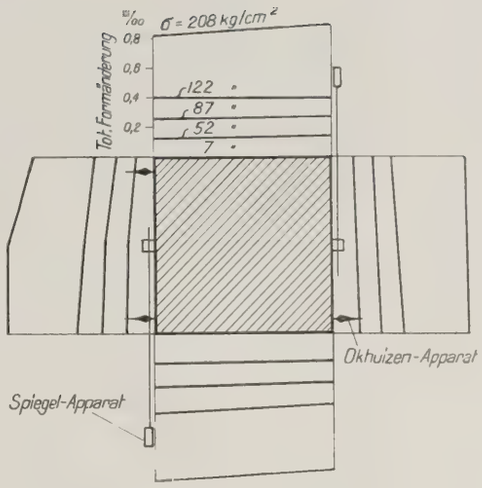
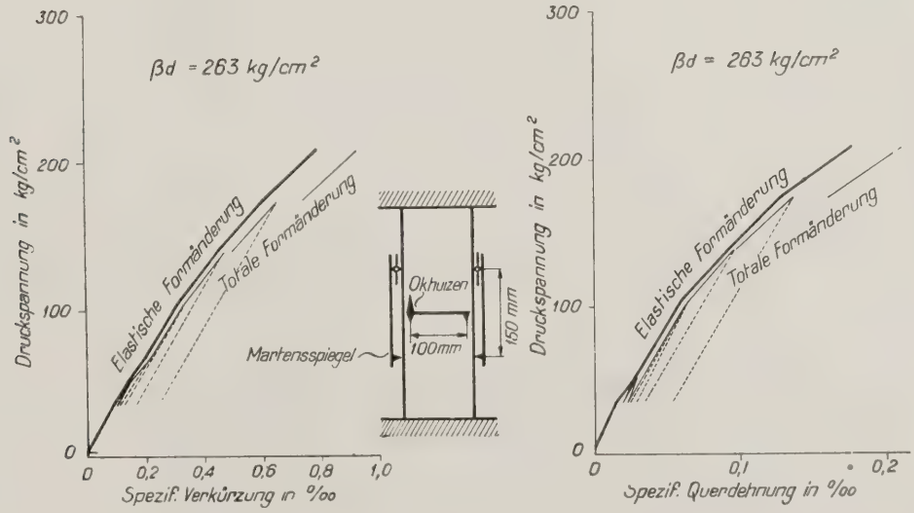



Abb. 8. Aa-Brücke Rempen im Wäggital.
Elastizitätsmessungen.




$E_t^{0-35\ kg/cm^2} = 364\,000\ kg/cm^2$ | $m_t^{0-35\ kg/cm^2} = 6{,}0$
$E_{el}^{35-52\ kg/cm^2} = 368\,000\ kg/cm^2$ | $m_{el}^{35-52\ kg/cm^2} = 5{,}5$

Abb. 7. Hundwilertobelbrücke.
Laboratoriumsversuche, Elastizitätsmessungen, Betonprismen 12×12×36, Alter 9 Wochen.

Abb. 9. Hochbrücke Baden-Wettingen, Kt. Aargau, 1925—26.

Stützweite 68 m, Höhe über Wasserspiegel 28 m.
Entwurf: *J. Bolliger & Cie.*, Ingenieurbureau, Zürich. — Unternehmung: Bauunternehmung für die Hochbrücke Baden-Wettingen, *Th. Bertschinger*, Aktiengesellschaft. — Ingenieurbureau *Rothpletz & Lienhard.*
Bauleitung: *E. Wydler*, Kantonsingenieur, Aarau.

Abb. 10. Hochbrücke Baden-Wettingen, Lehrgerüst.

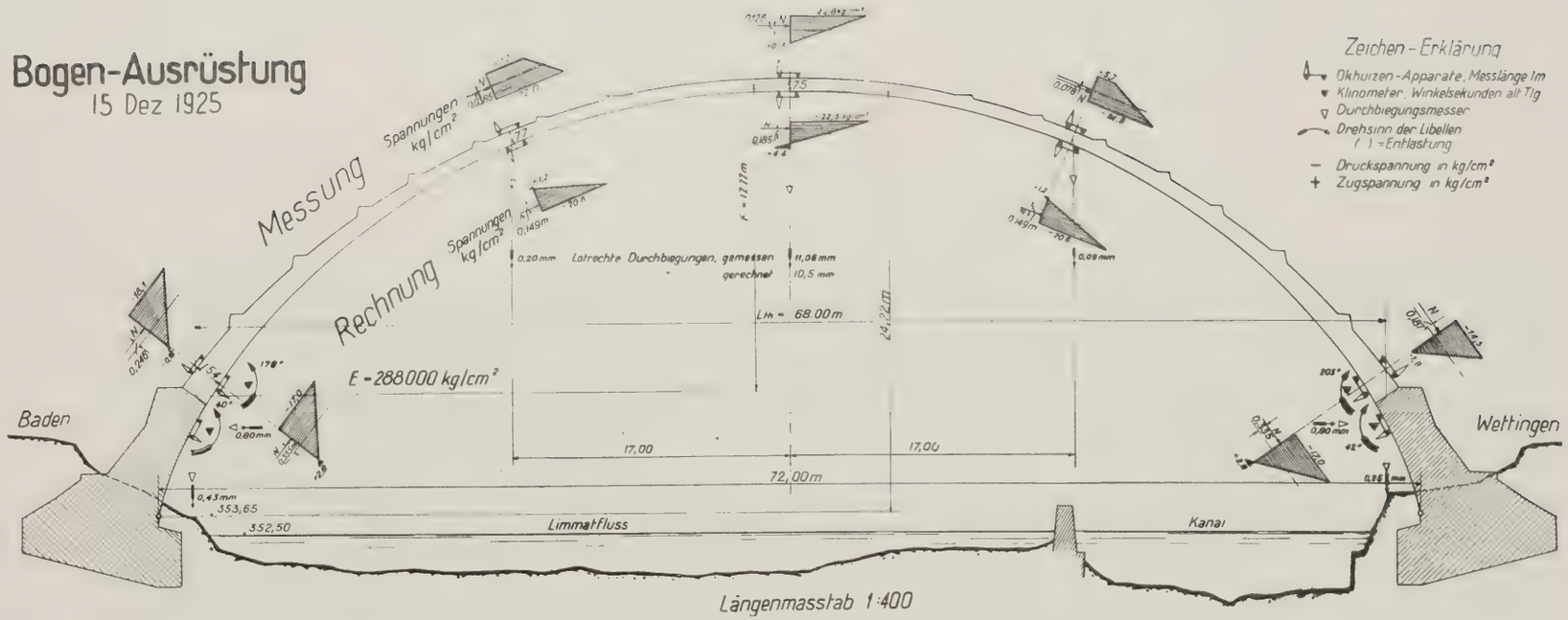



Abb. 11. Hochbrücke Baden-Wettingen. Bogenausrüstung, Messungsergebnisse.

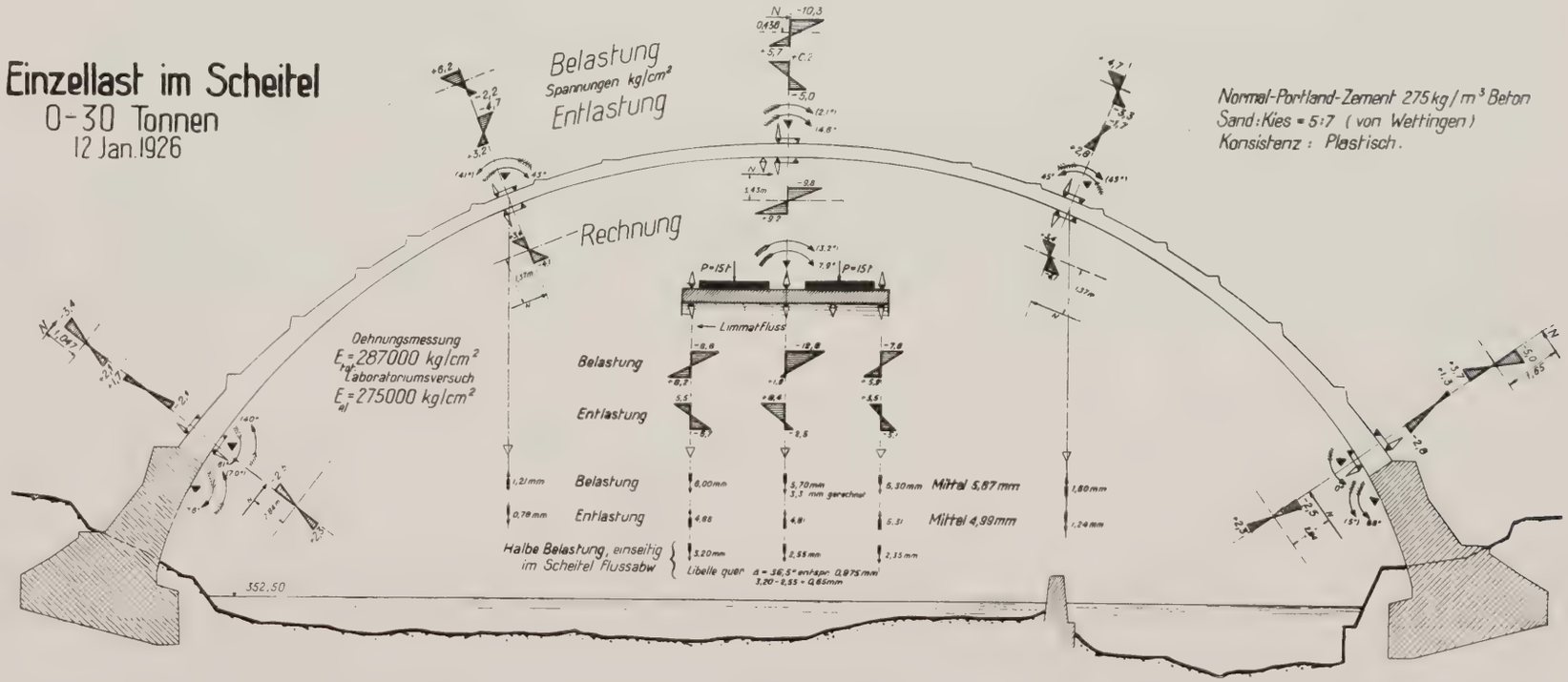
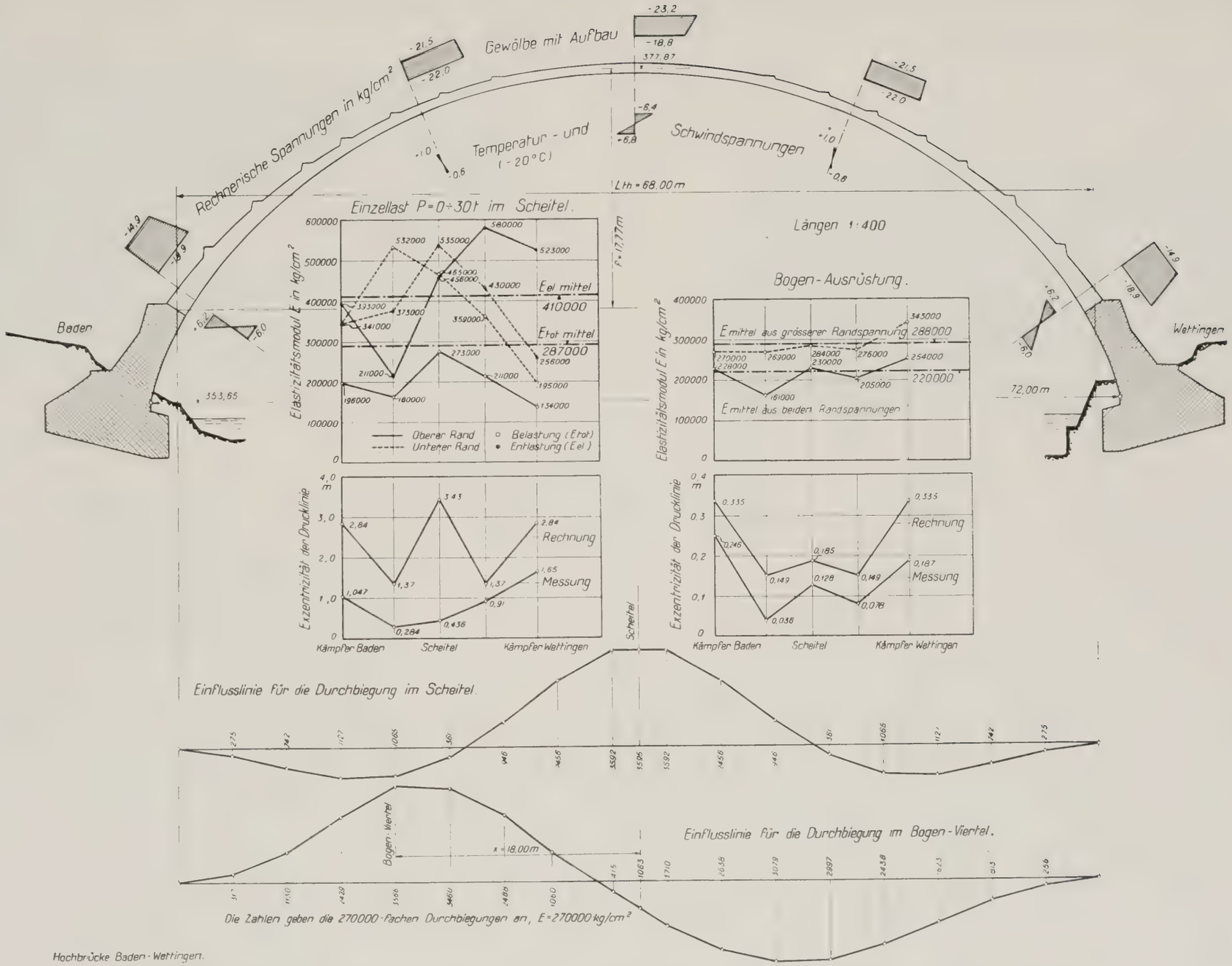


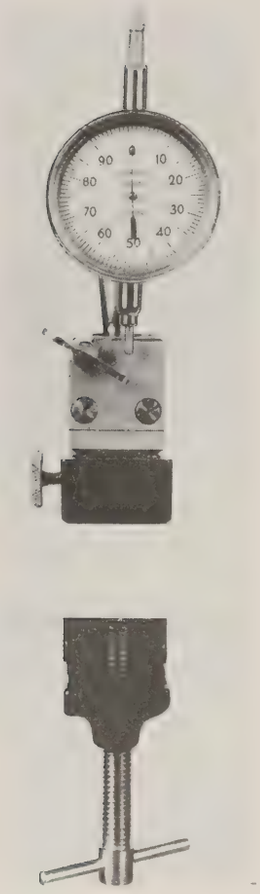

Abb. 12. Hochbrücke Baden-Wettingen. Einzellast P = 30 t im Scheitel, Messungsergebnisse.



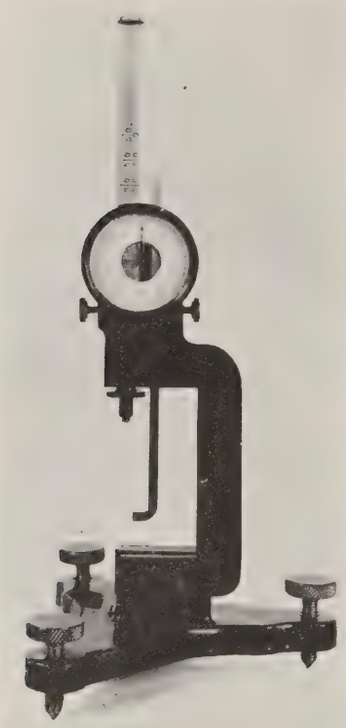

Hochbrücke Baden-Wettingen.

Abb. 13. Hochbrücke Baden-Wettingen, gemessene Elastizitätsmoduli und Excentrizitäten der Drucklinien.

**Ergebnisse der Theorie: Spannungen aus Gesamt-Eigenlast, Temperatur und Schwinden. Excentrizitäten der Drucklinien. Einflusslinien der Durchbiegungen.**



Stoppani.



Zivy.

Abb. 14. Durchbiegungsmesser.

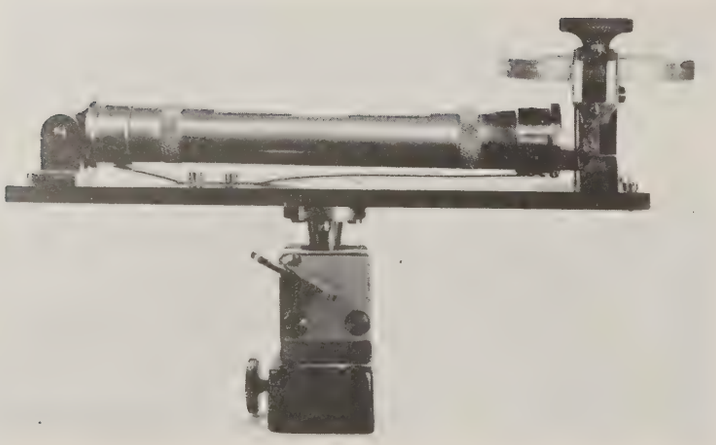


Abb. 15. Klinometer Stoppani.

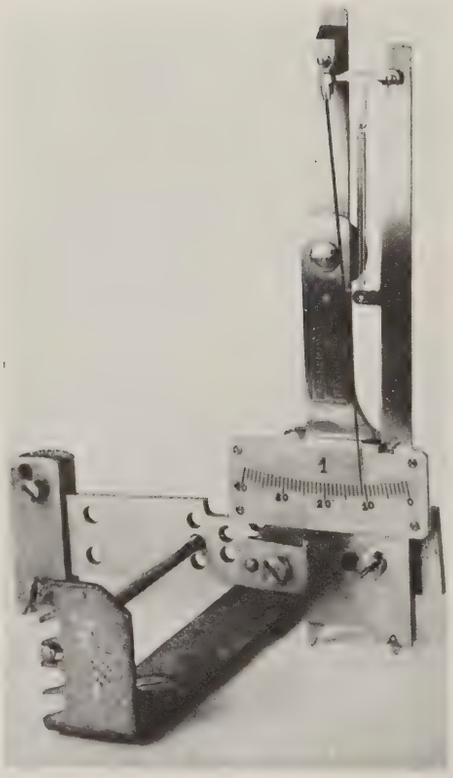


Abb. 16. Dehnungsmesser: Okhuizen-Huggenberger.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Untersuchungen und Verstärkungen an der Eisenbetonbrücke über die Rhone bei Chippis.

Von *H. Nater*, Ingenieur im Brückenbaubureau
bei der Generaldirektion der S. B. B. in Bern.

Rhonebrücke bei Chippis (Kt. Wallis) der Aluminium-Industrie A.-G. Neuhausen.
Erbaut 1906. Spannweite: 60 m. — Projekt und Ausführung: *Froté und Westermann & Co.*, Zürich, in Verbindung mit Prof. *Mörsch.*

# Untersuchungen und Verstärkungen an der Eisenbetonbrücke über die Rhone bei Chippis

Von *H. Nater*, Ingenieur im Brückenbaubureau
bei der Generaldirektion der S. B. B. in Bern.

Als Ergänzung vieler Laboratoriumsversuche wurde seinerzeit in der Betonfachgruppe des S. I. A. der Wunsch geäussert, auch Versuche an bestehenden Objekten durchzuführen und die Ergebnisse den Interessenten mitzuteilen. Da die wiederholten Untersuchungen der Rhonebrücke bei Chippis Erscheinungen zur Kenntnis brachten, die auch Fernstehende interessieren könnten, dürften diese Mitteilungen obigem Wunsche entsprechen.

### 1. Allgemeine Baubeschreibung.

Die Brücke, die im Jahre 1906 für die Aluminium-Industrie A.-G., Neuhausen (A. I. A. G.) erbaut wurde, dient zur Ueberführung des normalspurigen Anschlussgeleises über die Rhone zwischen dem Fabrikareal in Chippis und der Station Sierre an der Linie Lausanne-Brig. Sie besteht aus zwei armierten Bogenrippen von 59,0 m lichter Spannweite, an welche die untenliegende Fahrbahn mittels Hängesäulen aufgehängt ist; die Fahrbahn selber ist in der Mitte vollständig durchschnitten, damit sie nicht als Bogenzugband wirken kann. Flussabwärts ist in Fahrbahnhöhe ein 1,50 m breiter Fussgängersteg angefügt.

Die Hauptabmessungen der Brücke und der einzelnen Bauglieder ist auf Tafel I ersichtlich, sowie aus einer Veröffentlichung von Ing. *G. Brandenberger* in der «Schweiz. Bau-Zeitung», Bd. IL, No. 25 und 26 (Seite 306 und 319), im Juni 1907, der zum Teil die Abb. 1—2 entnommen sind.

Der Scheitelquerschnitt der Bogen beträgt $e_0$ = 80/150 cm, mit einer Eiseneinlage von 42 ∅ 35 mm = 403 cm², so dass ein Armierungsprozentsatz von

$$\frac{f_e}{f_b} = \frac{403 \cdot 100}{12000} = 3{,}36\ \%$$

besteht.

Wird der Scheitelquerschnitt auf die Dimensionierungsformel von *Séjourné:*

$$e_o = \alpha\,(1 + \sqrt{l_o})\ \frac{3}{4}\,(1 - \sigma - \sigma^2)$$

hin untersucht, so wird erhalten:

$$\alpha = \frac{150 \cdot 0{,}80}{(1+\sqrt{59})\ \frac{4}{3}\,(1 - 0{,}162 + 0{,}162^2)} = 0{,}124$$

Die wirkliche Höhe wird reduziert, und zwar derart, dass das Widerstandsmoment des Querschnittes von 4,80 m Breite gleich ist demjenigen der beiden Rippen mit Berücksichtigung der Eiseneinlagen.

Der statischen Berechnung des Projektes wurde der in Fig. 3 auf Tafel IV angegebene Belastungszug zugrunde gelegt, sowie der Einfluss einer Temperaturänderung von ± 20° C.

Es wurden somit nicht berücksichtigt:
ein Stosszuschlag;
der Einfluss des Windes;
und das Schwinden des Betons, was für den Bogen sehr verhängnisvoll war.

Für die Ermittlung der Kräfte und Momente wurde angenommen, dass:
die Längsträger kontinuierlich über feste Stützen gehen;
die Querträger in den Hängesäulen frei aufgelagert sind;
die Hängesäulen nur auf zentrischen Zug wirken und dass die Bogen in den Widerlagern fest eingespannt seien.

Auf Grund obiger Annahmen berechneten die Projektverfasser für die einzelnen Bauglieder folgende grösste Spannungen:

| Spannung / Bauglied | Druck im Beton | Zug im Beton | Zug im Eisen |
|---|---|---|---|
| | kg/cm² | kg/cm² | kg/cm² |
| Längsträger . . | 19,0 | | 800 |
| Querträger . . | 20,0 | | 720 |
| Hängesäulen . . | | | 542 |
| Bogen n = 10 | 52,0 | 21,8 | 878 |
| Bogen n = 20 | 43,5 | 20,2 | 947 |
| Fundamentfläche | 3,16 | | |

Für die Längsträger, Querträger und Hängesäulen wurden keine Schub- und Zugspannungen angegeben.

### 2. Baugeschichte.

Aus dem bereits angeführten Artikel in der «Schweiz. Bauzeitung» und aus den Akten des eidg. Eisenbahndepartementes sind folgende Angaben entnommen:

6. Februar 1906: Beginn der Bauarbeiten. Das Fundament Seite Chippis kam auf festgelagerten Kies zu stehen und dasjenige Seite Sierre zum Teil auf eine Sandbank, so dass hier vorsichtshalber 30 Pfähle aus Holz eingerammt wurden. Die Richtung derselben war entsprechend der Richtung der Resultierenden schief gestellt.

8. Februar 1906: Beginn der Arbeiten am Lehrgerüst.

16. März bis 25. Mai 1906: Betonieren des rechten Widerlagers.

23. März bis 19. Mai 1906: Betonieren des linken Widerlagers.

14. April 1906: Das eidg. Eisenbahndepartement lässt die Arbeiten telegraphisch einstellen.

9. Mai 1906: Das eidg. Eisenbahndepartement verlangt den Bau einer eisernen Brücke.

2. Juni 1906: Betonieren der Bogenrippe flussaufwärts.

3. Juni 1906: Betonieren der Bogenrippe flussabwärts.

4.—5. Juni 1906: Betonieren der oberen Verbindungsplatte.

24.—29. Juni 1906: Betonieren der Fahrbahn.

Ende September 1906: Ausschalen der Brücke.

Anfangs Oktober 1906: Betonieren der Hängesäulen und Verputz der Bögen.

Für die Zubereitung des Betons wurden in unmittelbarer Nähe der Baustelle Kies und Sand aus der Rhone entnommen und ersterer zum Teil noch zu Schlagschotter verarbeitet. Portlandzement und Eisen wurden zugeführt.

Es wurden folgende Mischungen verwendet:

| | |
|---|---|
| Unterste Schicht der Fundamente | = 180 kg P. Z/1,2 m³ Kiessandmischung |
| mittlerer Teil „ „ | = 260 „ „ „ „ |
| armierter „ „ „ | = 300 „ „ „ „ |
| Bogenrippen und Fahrbahn | = 400 „ „ „ „ |

Proben mit der letzten Mischung ergaben nach drei Monaten Würfeldruckfestigkeiten von 274 bis 318 kg/cm². Für die Armierungseisen wurden an neuen Probestäben Zugfestigkeiten von 3,96 bis 4,52 t/cm² gefunden. Die Ergebnisse der Materialproben waren somit, auch mit dem heutigen Massstab gemessen, zufriedenstellend.

Es mag noch erwähnt werden, dass sich die Bögen nach einem Alter von drei Wochen während der heissen Mittagsstunden von der Verschalung abhoben, und dass beim nachherigen Ausrüsten derselben keine Einsenkungen konstatiert werden konnten.

Das Projekt und die Berechnung der Brücke wurde von *Froté, Westermann & Co.*, Zürich (Ing. *G. Brandenberger)*, in Verbindung mit Prof. *Mörsch*, aufgestellt und bildete damals eine Neuheit in der Anwendung des Eisenbetons. Es war ein erster Versuch, wie man auch bei sehr beschränkter Bauhöhe eine Eisenbetonbrücke ausführen kann. Wenn auch Verschiedenes, wie weiter gezeigt werden soll, besser und zweckentsprechender hätte gemacht werden können, so hat das Beispiel in den letzten zwanzig Jahren doch viele Nachbildungen gefunden, und es gibt im Flachlande, bei dem der Eisenbeton zugelassen wird, keine Ideenkonkurrenz für einen grössern Brückenneubau, ohne dass nicht solche Lösungen vertreten wären.

Da die vorliegende Brücke dem Eisenbahnverkehr dient, musste das Projekt zur Genehmigung dem eidg. Eisenbahndepartement vorgelegt werden, das sich aber dieser Lösung gegenüber sehr skeptisch verhielt und von der Bauherrschaft den Bau einer eisernen Brücke verlangte.

Wenn die Brücke gleichwohl fertiggestellt wurde, so haben wir dies dem festen Willen und der guten Zuversicht in die Güte des angewandten Systems zu verdanken, von der die Projektverfasser beseelt waren.

In zwanzigjähriger, genauer Beobachtung der Brücke hat man verschiedene Erscheinungen und Fehler kennen gelernt, die bei der Projektierung und Ausführung leicht und ohne grosse Mehrkosten hätten vermieden werden können. Immerhin erfüllt das Bauwerk seinen Zweck noch heute ausreichend gut, wenn auch eine weitere Erhöhung der zurzeit verkehrenden Lasten nicht gestattet werden darf.

### 3. Untersuchungen und Belastungsproben bis zum Jahre 1920.

Da sich das eidg. Eisenbahndepartement mit dem Bau der Brücke vor eine vollzogene Tatsache gestellt sah, wurde die Beibehaltung der Brücke nur auf Zusehen hin gestattet und es ist der A. I. A. G. auch später nie die Genehmigung des Baues mitgeteilt worden.

Die bei der ersten Belastungsprobe gemachten Erfahrungen veranlassten das eidg. Eisenbahndepartement, die Brücke halbjährlich untersuchen zu lassen.

*a) Belastungsprobe vom 1./2. Dezember 1906.*

Die erste Belastungsprobe wurde von Prof. *Rabut* (Paris), im Beisein von Prof. *Schüle* und Vertretern des eidg. Eisenbahndepartementes, der Bauherrschaft und der Erbauer durchgeführt. Der Belastungszug bestand aus einer leichten Lokomotive und aus sechs zweiachsigen Güterwagen (s. Abb. 2, Tafel III). Die infolge dieser Belastung verursachten Deformationen wurden an folgenden Punkten gemessen:

*α*) Die vertikalen Durchbiegungen am Bogen flussabwärts mit registrierenden Einsenkungsmessern in zwanzigfacher Vergrösserung, und zwar in Brückenmitte und im Viertel Seite Chippis;

*β*) Die vertikalen Erschütterungen am Schienenlängsträger in der Mitte zwischen den Querträgern *Q* 7 und *Q* 8 in gleicher Weise wie am Bogen flussabwärts;

*γ*) Die Betondehnungen am Bogen flussabwärts in der Mitte und im Viertel Seite Chippis mit je vier Mantel-Rabut-Apparaten bei 1,00 m Messlänge.

Da die Befestigung dieser Instrumente am Beton zu wünschen übrig liess, sind die damit gemachten Messungen nicht verwertet worden.

In Fig. 2, Tafel III, und Fig. 6, Tafel IV, sind die typischsten Einsenkungs- und Schwingungsdiagramme wiedergegeben. Im übrigen orientiert nachstehende Tabelle über die erhaltenen Ergebnisse.

| Messort | Belastung | Statische Einsenkung mm | Grösste Einsenkung mm | Stosskoeffizient mm |
|---|---|---|---|---|
| Bogenmitte | Maschine allein | + 0,7 | + 0,8 | 14 % |
| | Maschine mit 3 Wagen | + 2,65 | + 2,75 | 4 % |
| | „ „ 6 „ | + 2,40 | + 2,65 | 10 % |
| Bogenviertel | Maschine allein | + 0,7<br>— 0,3 | + 0,8<br>— 0,4 | 14 %<br>(33 %) |
| | Maschine mit 6 Wagen | + 2,8<br>— 0,7 | + 3,1 | 11 % |
| Schienenlängsträger | Maschine allein | 0,18 | 0,30 | 67 % |
| | Wagen V = 5 km/h | 0,35 | 0,50 | 43 % |
| | V = 25 km/h | 0,35 | 0,70 | 100 % |
| | V = 25 km/h | 0,35 | 0,90 | 150 % |

Auf Grund dieser Werte können folgende Schlüsse gezogen werden:

Die Einsenkungen der Gewölbe stimmen mit den berechneten Werten überein, wenn der Elastizitätsmodul für Beton zu 215 t/cm² angenommen wird, so dass

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 10$$

Das Verhalten der Gewölbe war ein vollständig elastisches. Der Stosskoeffizient war im Mittel:

für die Gewölbemitte = ca. 10 %
„ „ Gewölbeviertel = „ 13 %
„ den Längsträger = „ 55 % bei V = 5 km/h
125 % „ V = 25 „

Der letzte Wert rührt daher, dass Fahrbahn und Schienen in der Brückenmitte entzweigeschnitten sind, und daher die Stosswirkung bei Ueberfahrt von der einen auf die andere Hälfte sehr gross war.

Dem Berichte von Prof. *Rabut* über die Belastungsprobe werden nachstehende Aeusserungen entnommen:

«Unabhängig aller voreingenommenen Ideen ist die genaue Untersuchung eines neuen Systems immer nützlich, um sich zu vergewissern, dass keine schwachen Stellen vorhanden sind, welche der Berechnung entgehen und die sich bei Deformationsmessungen in unvorhergesehener Weise zeigen können.»

Das Verhältnis $n = \frac{E_e}{E_b}$ ist entsprechend den gemachten Messungen mit $n = 10$ anzunehmen.

«Aus der Vergleichung der Schwingungsdiagramme des Fahrbahnlängsträgers folgt ein normaler Stosszuschlag von 100%, der ausnahmsweise auf 150% ansteigen kann. Nach der Form der Diagramme kann letzterer von Abplattungen der Räder herrühren. Aber auch die Ziffer von 100% ist für eine Eisenbetondecke zu hoch und man muss diese Erscheinung ohne Zweifel der Art und Weise der Schienenbefestigung zuschreiben, die ohne eine elastische Unterlage direkt auf der Betonplatte aufruhen. Die Erfahrung allein wird zeigen, wie lange diese Befestigungsmethode dauern wird, und es wird vorteilhafter sein, diese umzuändern. Aller Wahrscheinlichkeit nach werden sich die eingegossenen Bolzen infolge des dynamischen Effektes, welcher durch die direkte Berührung der Schienen mit dem Beton entstehen wird, sehr bald lockern.

Uebrigens wäre eine Verbesserung sehr leicht anzubringen. Sie besteht im Einziehen von hölzernen Längsschwellen, die an die Fahrbahnplatte mit elastischen Verbindungsstücken befestigt würden.»

«Es wäre auch vorteilhaft, die zwei Hälften der Fahrbahn fest miteinander zu verbinden. Dadurch würde die Fahrbahn zum Teil als Zugband wirken, und zwar nur so viel, als die Widerlager im Verhältnis zur Verlängerung des Zugbandes nachgeben würden. Dadurch würden die Stosswirkungen und die Einsenkungen des Bogens kleiner.»

«Das Resultat der Untersuchung geht, abgesehen von einigen Punkten untergeordneter Bedeutung, dahin, dass die Brücke von Chippis nach den besten wissenschaftlichen Grundsätzen entworfen, berechnet und ausgeführt wurde; die Probebelastungen haben Resultate ergeben, die vollständiges Vertrauen einflössen. Zudem beweisen die während den Belastungsproben gemessenen Deformationen untereinander und mit den berechneten Werten verglichen, dass der Bau gegenwärtig den Belastungen und anderen äusseren Einflüssen, denen er ausgesetzt ist, in jeder Beziehung gewachsen ist.»

Prof. *Schüle*, der auf Einladung der Firma *Froté, Westermann & Co.*, an der Belastungsprobe teilgenommen hat, äussert sich u. a. wie folgt:

«Ein Umstand ist allerdings sowohl in der Berechnung nach Prof. *Mörsch*, wie in den Bemerkungen von Prof. *Rabut*, unerwähnt geblieben: die Tatsache, dass beim Erhärten an der Luft ein kleines Schwinden des Betons vorkommt; durch die Armierung entstehen im Beton eine Reduktion der Druckspannungen und im Eisen eine Zunahme der Druckspannungen.»

«Bei jeder Bogenbrücke, namentlich bei solchen mit eingespannten Kämpfern, welche nicht auf Felsen fundiert sind, ist immer Vorsicht geboten, um jede Bewegung der Widerlager zu verfolgen. Es wird daher ratsam sein, an den Widerlagern und im Scheitel Fixpunkte anzubringen, deren Höhenlage am Anfang jedes Jahres, später alle fünf Jahre bei bedecktem Himmel und annähernd gleicher Temperatur zu kontrollieren wäre.»

«Die Belastung durch Eisenbahnwagen verursacht bei kleiner Stützweite der Fahrbahnträger (hier 4 m) einen sehr starken Wechsel in den Auflagerreaktionen; Hängestangen, auch mit Beton umhüllt, können einem solchen Schwanken in den Kräften nicht ohne Schwingungen nachfolgen. Im vorliegenden Fall haben die Schwankungen einen relativ hohen Betrag gegenüber den elastischen Einsenkungen erreicht.»

«Ich bin der Ansicht, dass vom Standpunkte der Sicherheit die Benutzung der Brücke gestattet werden könnte. Die Erfahrungen, welche durch das Verhalten der Fahrbahn gemacht werden, können von grossem Werte für die zukünftigen Anwendungen von Eisenbeton zu Fahrbahnen oder Bahnbrücken sein und es ist aus diesem Grunde diese Initiative der Anwendung eines neuen Systems bei einer grossen Brücke nur zu begrüssen.»

*b) Periodische Untersuchungen.*

Da sich während des ersten halben Jahres, in der die Brücke dem Betriebe diente, an den Hängesäulen, beim Uebergang von Fahrbahnplatte zum Bogen und in den Längsträgern Risse zeigten, sah sich das eidg. Eisenbahndepartement veranlasst, folgende, die Brücke betreffende Verfügungen zu erlassen:

$\alpha$) Der Oberbau auf der Brücke ist zu verbessern;
$\beta$) Der Transport von Arbeitern wird nicht erlaubt und es wird jeglicher Fussgängerverkehr auf der Brücke während der Ueberfahrt eines Zuges verboten;
$\gamma$) Es dürfen auf der Brücke keine Fuhrwerke verkehren;
$\delta$) Auf der Brücke wird die Geschwindigkeit auf 12 km/h reduziert;
$\varepsilon$) Die Brücke wird halbjährlich, im Frühjahr und Herbst, durch einen Fachmann untersucht. Die Berichte dieser Inspektionen sind der Regierung des Kantons Wallis und dem eidg. Eisenbahndepartement einzureichen.

In der Folge wurde, mit Zustimmung des eidg. Eisenbahndepartementes, Prof. *Schüle* mit diesen Untersuchungen beauftragt.

Das Ergebnis dieser periodischen Untersuchungen und der Beobachtungen durch das eidg. Eisenbahndepartement haben wir wie folgt zusammengefasst:

1. Seit dem Nivellement vom Februar 1908 haben sich die Widerlager nicht bewegt;
2. Die vertikalen Bewegungen der Fahrbahn in Brückenmitte sind seit 1911 in linearer Beziehung zur Aussentemperatur, und zwar ist:

$$\Delta y = \frac{10{,}4}{16{,}4} \Delta t = 0{,}633\, \Delta t \text{ (s. Fig. 5, Tafel III),}$$

wobei $\Delta$ y in mm und $\Delta$ t in Celsiusgraden aufzufassen sind. Die Senkung von 1908—1911 war allmählich und betrug in den drei Jahren $y = 0{,}52$ mm.

Dieser Betrag rührt, wie später gezeigt wird, von einem weiteren Schwinden des Betons her.

3. Die Risse in den Hängesäulen und Fahrbahnträgern haben stetig zugenommen. Während man den Rissen in den Hängesäulen keine grosse Bedeutung beimass und sie als blosse Schwindrisse bewertete, wurden die Risse in den Längsträgern als bedenkliche Erscheinung aufgefasst und eine Entlastung derselben verlangt. Man entschloss sich deshalb, das Geleise auf eiserne Zwillingslängsträger zu verlegen, welche die Fahrbahn nur über den Querträgern belasten, und wodurch die Eisenbetonlängsträger der Fahrbahn nur noch als Versteifungsglieder wirken. Nach unserer Ansicht wäre eine solche Massnahme nicht notwendig gewesen, da die Widerstandsfähigkeit der Träger infolge der niedrigen Betondruck- und Eisenzugspannungen nicht gefährdet war. Die wirklichen Beanspruchungen der Längsträger waren, bei Benutzung der 1925 gefundenen Einflusslinien der Querträgerbelastungen, nur um zirka 25% grösser als diejenigen der Querträger. Folgende Zusammenstellung zeigt die diesbezüglichen Spannungen.

*Statische Beanspruchungen.*

| Spannungsart | Zustand vor 1912 | | Längsträger bei Schienenabstützungen in den Vierteln der Felder |
|---|---|---|---|
| | Längsträger | Querträger | |
| | kg/cm² | kg/cm² | kg/cm² |
| Beton auf Druck | 25 | 32 | 20 |
| „ „ Zug | 37 | 29 | 30 |
| „ „ Schub | 12 | 13 | 11 |
| Eisen auf Zug | 1090 | 930 | 870 |

Die Entlastung der Längsträger hätte auch durch hölzerne Längsschwellen, die in den Viertelspunkten zu stützen gewesen wären, erfolgen können, und die Brücke hätte so ihr einheitliches Aussehen bewahrt. Die wesentlichen Spannungen wären dann ungefähr gleich gewesen wie beim Querträger (s. obige Tabelle).

Nachdem die Längsträger auf die obenerwähnte Weise «verstärkt» worden waren, bemerkte man auch bei den Querträgern beginnende Rissbildung, und mit der Zeit zeigten diese im Verhältnis mehr Risse, als seinerzeit die Längsträger. Ohne Zweifel sind die Erschütterungen bei den Längsträgern grösser gewesen, als bei den Querträgern, namentlich als die Schienen noch direkt auf dem Beton ruhten. Aber auch bei dem im Jahre 1912 eingezogenen Querschwellenoberbau müssen die durch die rollenden Lasten verursachten Stösse noch starke gewesen sein. Seit dem Jahre 1912 wirken nun die Stösse direkt auf die Querträger, so dass es wahrscheinlich ist, dass von da an die Rissbildung eingesetzt hat.

4. Auch an den Bogen wurden Rissbildungen bemerkt, und zwar im Scheitel von der unteren Leibung und an den Kämpfern von der oberen Leibung aus. Da die Risse seit dem Jahre 1911 konstant blieben, gaben sie keinen Anlass zur Beunruhigung; offenbar hatte im Jahre 1911 das Schwinden des Betons ein Ende erreicht, so dass seit dieser Zeit keine Weiterbildung von Rissen mehr stattfand. Die gleiche Erscheinung kann man übrigens auch aus den Nivellementen ableiten, indem von jenem Jahre an die Fahrbahnhöhen eine lineare Funktion der Aussentemperaturen darstellen.

*c) Belastungsprobe vom 10. April 1918.*

An diesem Tage veranlasste Herr *Hübner*, Kontrollingenieur für Brücken beim eidg. Eisenbahndepartement, eine Belastungsprobe, aus der die Belastungsverteilung auf die Querträger ermittelt werden sollte. Ferner galt es, die Wirkungen auf die Querträger der bisher gebrauchten E-3/3-Lokomotive mit einer seit kurzem in Dienst gestellten E-4/4-Lokomotive zu vergleichen (s. Fig. 3, Tafel IV).

Die erste Aufgabe konnte, da beim Versuch nicht eine Einzellast, sondern eine Gruppenlast einer Lokomotive zur Verfügung stand, nur angenähert gelöst werden. Es zeigte sich immerhin deutlich, dass die Längsträger, welche ja durch die eisernen Zwillingsträger entlastet wurden, als lastverteilendes Glied der Fahrbahndecke wirken und somit eine wichtige Rolle für die Verteilung konzentrierter Belastungen auf mehrere Querträger spielen.

Die zweite Frage konnte dahin beantwortet werden, dass die neue E-4/4-Lokomotive die Querträger nur um etwa 4% mehr beanspruchte, als die E-3/3-Lokomotive, womit einer Weiterverwendung der ersteren nichts im Wege stand.

Herr *Hübner* hat diese Probe im Jahresbericht pro 1923 des Vereins schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten erwähnt, welchem auch die hauptsächlichsten Angaben entnommen sind.

---

## II. Untersuchung 1924.

Da die Privatanschlussgeleise an das Netz der Schweizerischen Bundesbahnen seit dem Jahre 1923 der Aufsicht der Schweizerischen Bundesbahnen unterstehen, wurde das Brückenbaubureau bei der Generaldirektion beauftragt, im Frühjahr 1924 eine gründliche Untersuchung des Bauwerkes vorzunehmen, um so mehr, als seit fünf Jahren keine Revision stattgefunden hatte.

### 1. Statische Nachrechnung.

Vorgängig der Untersuchung an Ort und Stelle wurde die Brücke einer Nachrechnung unterzogen, aus der hier kurz folgendes mitgeteilt wird.

*a) Belastungen.*

Bei der Projektierung der Brücke wurde der in Fig. 3, Tafel IV, angegebene Lastenzug 1906, mit einem Lokomotivgewicht von 4,0 t/m und mit Wagengewicht von 3,75 t/m berücksichtigt. Bei der Annahme einfacher Balken als Längsträger ergaben obige Lasten eine Querträgerbelastung von 16,9 t. Im Laufe der Jahre wurden die Belastungen beständig erhöht und die im Jahre 1918 eingeführte E-4/4-Lokomotive «Sierre» ergab bei einem Gewicht von 4,0 t/m eine Querträgerbelastung von 25,2 t. Die Belastung der Quer- und Längsträger hatte sich somit gegenüber den Berechnungsannahmen bei der Projektierung um 50% vermehrt. Ausser der «Sierre» verkehrten noch Spezialwagen auf der Brücke, die infolge ihrer kurzen Radstände die Quer- und Längsträger ebenfalls ungünstig beanspruchten. Eine Neuberechnung des Bauwerkes war deshalb notwendig, wobei folgende Belastungen und Einflüsse berücksichtigt wurden:

Lokomotive «Sierre» mit gewöhnlichen Güterwagen oder Spezialwagen.

Stosszuschlag: Mit Rücksicht auf die unter den Trägern vorhandenen Filzunterlagen, sowie auf die geringe Geschwindigkeit ($V = 12$ km/h) wurde kein Stosszuschlag berücksichtigt.

Schwinden: Es wurde eine lineare Verkürzung von 0,25 mm pro m angenommen.

Temperaturdifferenz: Es wurde ein $\triangle t = 15^\circ$ C bei einem Ausdehnungskoeffizienten von $\alpha = 0{,}0000125$ berücksichtigt.

*b) Statische Annahmen.*

Um einen Vergleich mit der Berechnung des Projektes zu erhalten, wurden die gleichen statischen Annahmen getroffen:

α) *Längsträger:* Einfache Träger auf zwei Stützen.

β) *Querträger:* Die Belastung erfolgt durch frei aufliegende Längsträger. Eine Einspannung in den Hängesäulen und eine lastverteilende Wirkung durch die Eisenbetonlängsträger wird nicht angenommen.

γ) *Hängesäulen:* Dieselben werden als einfache Zugstäbe betrachtet, also ohne Beeinflussung durch Eckmomente.

δ) *Bogenrippen:* In den Widerlagern vollkommen eingespannt. Auf die obere Platte wird keine Rücksicht genommen; die Eiseneinlagen werden mit der 15-fachen Fläche eingeführt.

*c) Spannungen in kg/cm².*

Obige Annahmen ergeben:

| | | Berechnete Spannung | Zulässige Spannung | Ueberschreitung d. zul. Spannung |
|---|---|---|---|---|
| Längsträger | $\sigma_e$ | 790 | 910 | 0 |
| Querträger | $\sigma_{bd}$ | 37,7 (43,4)[1] | 30 | 26% (45%)[1] |
| | $\sigma_{bz}$ | 34,6 (39,8) | 25 | 38% (59%) |
| | $\tau_b$ | 14,4 (16,4) | 9 | 60% (83%) |
| | $\sigma_e$ | 1100 (1280) | 800 | 38% (59%) |
| Hängesäulen | $\sigma_e$ | 900 | 800 | 13% |
| Bogen | $\sigma_{bd}$ | 77,9 (54)[2] | 44 | 77% (16%)[2] |
| | $\sigma_{bz}$ | 43,6 (23) | 25 | 74% (—) |
| | $\sigma_e$ | 1270 (880) | 800 | 59% (10%) |
| Fundamentfläche p | | + 4,8<br>— 0,5 | | |

[1]) Die eingeklammerten Werte gelten für Spezialwagen mit 30 t Ladegewicht.

[2]) Die eingeklammerten Werte gelten ohne Einfluss des Schwindens.

Während die grösseren Beanspruchungen in den Querträgern und Hängesäulen von den ungünstigeren Belastungen herrühren, sowie von den früher nicht beachteten Betonschubspannungen, sind die grossen Ueberschreitungen im Bogen durch die Berücksichtigung des Schwindens bedingt. In der Zeichnung der Rissaufnahmen (Tafel II) ist die Drucklinie für ständige Belastung, wozu auch der Einfluss des Schwindens gehört, eingezeichnet, woraus zu erkennen ist, dass diese im Scheitel und bei den Kämpfern stark exzentrisch verläuft.

## 2. Revision vom 2.—5. April 1924.

Das ganze Bauwerk wurde einer eingehenden Besichtigung unterzogen und es ist dabei folgendes festgestellt worden:

*a) Eiserne Zwillingslängsträger.*

Die Längsträgerstösse stimmen nicht überall mit den Querträgeraxen überein, sondern sind bis zu 10 cm gegen Sierre hin verschoben. Lose Nieten konnten nicht festgestellt werden.

*b) Platte und Längsträger der Fahrbahn.*

Da die Eisenbetondecke nicht direkt durch die Eisenbahnfahrzeuge belastet wird, wurde die Besichtigung summarisch durchgeführt und es sind deshalb nur die gröbsten Unregelmässigkeiten festgestellt worden, und zwar:

I. Die Ablaufrohre für die Entwässerung der Fahrbahn sind in den Feldern 0—1 und 5—6, beide flussaufwärts, zu kurz, so dass herabtropfendes Oel und Abwasser die Untersicht der Platte, sowie die vertikalen Flächen der Querträger beschmutzen, wodurch der Beton wegen allfälliger Bildung von säurehaltigem Wasser mit der Zeit an Festigkeit verlieren kann.

II. Im Gehwegrandträger, Feld 10—11, ist ein Trageisen mindestens bis zur Hälfte verrostet, so dass der Beton der Trägeruntersicht abgesprengt wurde. In andern Feldern zeigten sich ebenfalls leichte Rissbildungen, die auch auf Verrostungen der Armierungseisen zurückzuführen sind.

III. Die Fahrbahn ist an den Enden von den Bogenrippen durch Risse getrennt und unter der Fahrbahn befindet sich in der Abschlussmauer je ein wagrechter Riss.

*c) Querträger.*

I. *Zwischen den Hängesäulen.* Die von Anfang an festgestellten Risse in den Querträgern sind zwischen den Randträgern in ihrer natürlichen Grösse aufgenommen worden und es wurde danach ein Rissplan 1 : 20 aufgezeichnet. Während der Aufnahme der Risse wurden die Träger durch eine Lokomotive belastet, so dass dieselben besser sichtbar wurden. Ausser den Rissen wurden auch die hohlen Stellen angezeichnet, die in jedem Träger mehr oder weniger zahlreich vertreten sind. Bei $Q_{15}$ wurde eine besonders grosse, hohle Stelle flussaufwärts (Seite Siders und an der Untersicht) blossgelegt, wobei ein stark angerosteter Bügel zutage trat.

Bei einigen Querträgern treten Rundeisenhaken und Flacheisen hervor, aber es zeigen sich an diesen Stellen keine wesentlichen Rostwirkungen.

Um die Stangen eines Revisionsgerüstes durchstecken zu können, fehlt im Mittelfeld Seite Chippis des Querträgers Q 6 der Verputz an zwei Stellen.

Anhand der Rissbilder kann folgendes festgestellt werden:

Die vom bisherigen Experten, Herrn Prof. *Schüle*, vertretene Ansicht, dass es sich in der Hauptsache nur um Schwindrisse handelt, ist nicht zutreffend; denn es können im ganzen ungefähr 150 ausgesprochene Betonzugrisse festgestellt werden, die sich beim Befahren der Brücke leicht erweitern und wieder zurückgehen, eine Tatsache, die zwar schon von Prof. Schüle konstatiert wurde. Es treten auch typische Schubrisse auf, so bei den Querträgern $Q_2$, $Q_3$, $Q_5$, $Q_6$, $Q_7$, $Q_8$, $Q_9$, $Q_{10}$, $Q_{11}$, $Q_{12}$, $Q_{13}$, und $Q_{14}$. Trotz diesen rein statischen Rissen konnte eine Verrostung der Eiseneinlagen an diesen Stellen nicht konstatiert werden; auch verhalten sich alle bisher untersuchten Träger ($Q_{11}$ und $Q_{15}$ im Jahre 1918 und $Q_9$, $Q_{12}$ und $Q_{16}$ der diesjährigen Untersuchung) vollständig elastisch. Bedenklicher erscheinen die vielen hohlen Stellen, die, wenn sie auch nur unter dem nachträglich aufgebrachten Verputz sich befinden, doch Verrostungen Vorschub leisten können, wie es sich beim oben angeführten Querträger $Q_{15}$ gezeigt hat.

Aus den Rissbildern ist auch ersichtlich, dass von $Q_3$ bis $Q_{14}$ nur eine unbedeutende Einspannung in den Hängesäulen vorhanden ist; bei $Q_2$ *und* $Q_{15}$ tritt die Einspannung schon deutlich in Erscheinung und bei $Q_1$ und $Q_{16}$ ist dieselbe stark ausgeprägt.

II. *Bei den Aufhängestellen (Auflager) der Querträger.* In diesen von der Verkehrslast nicht erheblich beanspruchten Teilen der Querträger wurden starke Sprengwirkungen durch Verrostungen der Armierungen festgestellt, die namentlich bei den einbetonierten unteren Ankerplatten der Hängesäulen flussaufwärts auftreten.

*d) Hängesäulen.*

Die Enden der Hängesäulen sind durch mehr oder weniger weite Risse einerseits von der Fahrbahn, anderseits von den Bogen getrennt; das untere Ende der Hängestangen flussaufwärts ist zwar durch Bandagen verdeckt, die auf Konsolen eine Rohrleitung tragen, so dass die Risse dort nicht direkt festgestellt werden konnten. Die Risse an den unteren Enden sind erheblichen Feuchtigkeitseinwirkungen ausgesetzt, und bei den oberen Enden sind besonders im mittlern Teil der Brücke, die Einwirkungen der Rauchgase sehr bedeutend. Risse und Sprengwirkungen durch Rost konnten daher an den Hängestangen zahlreich festgestellt werden, und zwar vertikale Risse, herrührend von Verrostungen der Hängeeisen, und horizontale Risse, herrührend von Verrostungen an den gelochten Verbindungsflacheisen, welche als Bügel der Trageisen dienten.

Der oben, nach aussen gelegene vertikale Riss von H 9, flussaufwärts, wurde aufgebrochen und es konnte festgestellt werden, dass das äusserste Hängeeisen von 24 mm Durchmesser durch Verrosten eine Durchmesserverringerung von 2 mm erfahren hat.

*e) Bogenrippen.*

Der Zustand ist verhältnismässig gut. Im Scheitel des Bogens flussaufwärts wurden an der unteren Leibung feine Risse festgestellt, die aussen bis auf 60 cm Höhe und innen bis 80 cm Höhe verfolgt werden konnten. Auch im Bogen flussabwärts konnten ähnliche Risse konstatiert werden. Feinere Risse treten auch an den oberen Leibungen zwischen $Q_1$ und $Q_2$, sowie zwischen $Q_{14}$ und $Q_{15}$ auf, d. h. gerade an den Stellen, welche nach der statischen Berechnung die grössten Zugsspannungen aufweisen (s. Fig. 4, Tafel III). Eine Verrostung infolge dieser Betonzugrisse konnte nicht beobachtet werden. Hingegen sind an der unteren Leibung, Seite Siders, flussaufwärts über dem Fahrbahnanschluss, grosse Sprengwirkungen infolge Verrostens der Bogenlängseisen vorhanden.

Weitere feine Risse befinden sich auch in der oberen Platte, wovon diejenigen an den Enden schräg verlaufen, während die andern parallel zu den Querversteifungen gehen. Die Frage, ob die schiefen Risse als Schubrisse anzusehen seien, oder ob es sich, wie bei den andern, nur um Schwindrisse handelt, ist nicht ohne weiteres zu beantworten.

Die obere Platte besitzt keine Rauchgasabzugsöffnungen, so dass sich der Rauch der Lokomotiven nicht gut verziehen kann. Auf diesen Umstand ist wohl die Tatsache zurückzuführen, dass der Beton der Flächen, welche besonders den Rauchgasen ausgesetzt sind, etwas weicher ist, als der übrige Beton.

### 3. Nivellement.

Wie bei den bisherigen Revisionen wurden auch dieses Jahr die Bolzen bei den Querträgerauflagern durch zwei Nivellemente kontrolliert, und es hat sich gezeigt, dass bei Berücksichtigung des Temperatureinflusses kein Punkt der Fahrbahn willkürliche Bewegungen erfahren hatte.

Die Einsenkung im Bogenscheitel betrug gegenüber dem Nivellement No. 2 vom 25. Februar 1908:

No. 17 am 2. IV. 1924 im Mittel $\triangle y \frac{17}{2} = 3{,}5$ mm bei $t = +11^0$ C.

„ 18 „ 2. IV. 1924 „ „ $\triangle y \frac{18}{2} = 4{,}0$ „ „ $t = +10^0$ C.

Werden nun für sämtliche bisher ausgeführten Nivellemente die Höhenänderungen $\triangle y \frac{x}{2}$ bei den betreffenden Temperaturen aufgetragen, so erkennt man ohne weiteres, dass alle Punkte seit No. 7 (1. Februar 1911) ungefähr auf einer Linie liegen. Die Bewegungen der Gewölbescheitel stehen somit in einer festen Beziehung zur Aussentemperatur, und zwar ist die Höhendifferenz für eine bestimmte Temperaturdifferenz =

$$\triangle y = +\left(\frac{10{,}4}{16{,}4} \cdot \triangle t\right)$$

$$= +(0{,}633 \cdot \triangle t) \text{ mm (s. Fig. 5) Tafel III.}$$

Aus dem Verlauf der vertikalen Scheitelbewegungen für bestimmte Temperaturen lässt sich ein Ausdehnungskoeffizient von

$$a_t = \frac{\triangle y_T \cdot N_{H_1}}{\triangle t \cdot l \cdot y_{H_1}} = \frac{0{,}633 \cdot 261{,}9}{1 \cdot 60440 \cdot 422{,}87} = 0{,}0000065$$

bestimmen, der somit viel kleiner ist, als der von den Eisenbetonvorschriften vorgeschriebene Wert von $a = 0{,}0000125$. Dies kommt in der Hauptsache daher, weil die Temperaturänderungen im Bogen nie so rasch und vollständig erfolgen, wie diejenigen der umgebenden Luft.

Da die Bogenrippen anfangs Juni bei einer angenommenen Lufttemperatur von $+15^0$ C betoniert wurden und da in jener Gegend Temperaturen von $+35^0$ C bis $-15^0$ C beobachtet werden, können gegenüber der Anfangstemperatur Differenzen von $+20^0$ C bis $-30^0$ C eintreten.

Ist nun die der Rechnung zugrunde gelegte Längenänderung infolge einer Temperaturdifferenz: $\triangle l_1 = a_1 \cdot \triangle t_1 = -(0{,}0125 \times 15 = -0{,}187$ mm pro m$^1$ und die tatsächlich zu erwartende Längenänderung: $\triangle l_2 = a_2 \cdot \triangle t_2 = -0{,}0065 \times 30 = -0{,}195$ mm pro m$^1$ so sieht man, dass zwischen beiden kein grosser Unterschied besteht, und dass daher eine Verminderung der Temperaturkräfte nicht vorgenommen werden darf.

Aus der Auftragung der Punkte ist, wie bereits erwähnt wurde, auch ersichtlich, dass der Bogenscheitel von 1908—1911 eine allmähliche Setzung von 5,2 mm erfahren hat. Um dies noch deutlicher zu erkennen, wurden die Höhendifferenzen der einzelnen Nivellemente, nach der Formel $\triangle y = 0{,}633\,\triangle t$ auf eine konstante Temperatur umgerechnet, und die so erhaltenen Werte auf Fig. 6, Tafel III, chronologisch aufgetragen.

Bedenkt man, dass die Senkung des Gewölbescheitels infolge der Schwindkraft von $Hs = -53{,}5$ t den Betrag von $\triangle y_s = \frac{-53{,}5 \times 911{,}35}{2000} = -24{,}5$ mm erreichen kann, so ist es ohne weiteres klar, dass die Senkung von 5,2 mm eine Folge des Schwindens ist, und dass das Schwinden im Jahre 1911 praktisch aufhörte.

Diese Tatsache stimmt auch gut mit den Beobachtungen bei Anlass der periodischen Untersuchungen überein, indem, wie bereits bemerkt, sich von 1911 an die Risse in den Bogen weder vermehrt noch erweitert haben und weil bei den Widerlagern keine Setzungen konstatiert werden konnten.

Aus diesen Beobachtungen lässt sich somit der Schluss ziehen, dass das Schwinden des Betons nach rund 5 Jahren beendet war. Daraus erklärt sich wohl die Erscheinung bei vielen andern Brücken, dass sie erst nach 3—5 Jahren rissig werden, da das Schwinden erst dann ganz zur vollen Wirkung gekommen ist.

**4. Belastungsprobe vom 2.—4. April 1924.**

Aus der statischen Nachrechnung des Bauwerkes ging hervor, dass namentlich die Querträger und Bogenrippen stark überbeansprucht sind. Da die Annahmen für die Querträgerberechnung nicht einwandfrei getroffen werden konnten, war es vor allen Dingen wünschenswert, über die Wirkungsweise der Lastübertragungen, sowie über die Einspannungsverhältnisse in den breiten Hängesäulen durch direkte Messungen Aufschluss zu erhalten. Eine weitere Aufgabe der Belastungsprobe war das Verhalten der Bogenrippen, welche im Scheitel und in den Kämpfern Risse aufweisen, auf ihr elastisches Verhalten hin zu untersuchen.

*a) Belastungen.*

Die Versuche wurden mit folgenden Lasten durchgeführt:

$\alpha$) Brückenbelastungswagen der S. B. B. im Gesamtgewicht von 28,7 t, welches während den Versuchsfahrten nur durch die mittlere Axe auf die Brücke übertragen wurde. Mit Hilfe dieser Einzellast war es möglich, die Einflusslinien von Bewegungen oder Dehnungen direkt aufzunehmen.

$\beta$) Betriebszug (s. Fig. 1, Tafel III), bestehend aus der Lokomotive Sierre mit zwei zweiachsigen und zwei vierachsigen Güterwagen. Je nach dem Versuche wurden ein oder mehrere Wagen mit der Lokomotive zusammengekuppelt und darauf geachtet, dass nur positive oder nur negative Beiträge für die gesuchten Deformationen erhalten wurden.

*b) Messungen an den Querträgern.*

Die Messungen der Deformationen erfolgte durch acht Durchbiegungsmesser, welche in bestimmten Abständen verteilt waren, sowie durch Neigungsmesser (Klinometer), die über den Aufhängepunkten der Querträger aufgestellt wurden.

Der Hauptzweck war, die Belastungen festzustellen, welche durch die Fahrzeuge auf die Querträger ausgeübt wurden. Der Gedankengang, welcher den Messungen zugrunde gelegt wurde, ist kurz folgender:

A. Deformationen irgendwelcher Art, seien es nun Durchbiegungen oder Auflagerverdrehungen, verhalten sich proportional zu den Belastungen, also:

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{y_1}{y_2} = \frac{\gamma_1}{\gamma_2}$$

B. Nach dem Maxwellschen Satz von der Gegenseitigkeit der Formänderungen, ist die Deformation, welche $Q_m$ infolge einer Last auf $Q_n$ erleidet, gleich gross, wie die entsprechende Deformation von $Q^n$ infolge einer Last auf $Q_m$.

C. Steht eine Last auf $Q_m$, so werden benachbarte Querträger ebenfalls deformiert, und zwar im Verhältnis zu ihren Lastanteilen. Die Summe der Deformationen aller Querträger entspricht somit der gesamten auf $Q_m$ stehenden Last und der Lastanteil der einzelnen Träger wird:

$$P_n = P \cdot \frac{y_n}{\Sigma y} = P \cdot \frac{\gamma_n}{\Sigma \gamma} = P \cdot \eta_p$$

D. Durch die Verwendung der Einzellast S. B. B. im Gewichte von 28,7 t hat man ein einfaches Mittel, die Gegenseitigkeit der Formänderungen zu messen.

E. Mit den auf diese Weise erhaltenen Einflusslinien für die Belastung der Querträger

$$\left(\eta_p = \frac{y_n}{\Sigma y} = \frac{\gamma_n}{\Sigma \gamma}\right)$$

kann man die Auflagerdrücke durch ein beliebiges Fahrzeug leicht berechnen.

Die Messungen ergaben als Hauptresultate:

| Träger | $Q_9$ | | | | $Q_{12}$ | | | | Probe von 1919 nach Hübner | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $Q_7$ | $Q_8$ | $Q_9$ | $Q_{10}$ | $Q_{10}$ | $Q_{11}$ | $Q_{12}$ | $Q_{13}$ | | |
| *Einflussordinaten der Belastung* | + 0,003 | + 0,322 | + 0,564 | + 0,115 | − 0,007 | + 0,158 | − 0,685 | + 0,158 | $Q_{11}$ | $Q_{15}$ |
| *Durchbiegung unter Längsträger* | | | | | | | | | | |
| infolge Einzellast | 1,60 mm | | | | 1,30 mm | | | | | |
| „ Sierre | 1,17 mm | | | | 1,32 mm | | | | 1,44 | 0,88 |
| „ Last = 1 t | 0,0995 mm | | | | 0,063 mm | | | | 0,074 | 0,044 |
| *Verdrehung am Auflager* | | | | | | | | | | |
| infolge Einzellast | 219,5 " | | | | 159,5 " | | | | | |
| „ Sierre | 156,5 " | | | | 161,5 " | | | | 191" | 117" |
| „ Last = 1 t | 13,5 " | | | | 8,1 " | | | | 9,6" | 5,9" |
| Elastizitätsmodul $E_b$ | 164 × 1,3 = 213 t/cm² | | | | 215 t/cm² | | | | | |

und die daraus abgeleiteten Schlussfolgerungen lauten:

I. Durch die Längsträger (Eisenbetonträger, eiserne Zwillingsträger und Schienen) tritt eine Verteilung der konzentrierten Lasten auf die benachbarten Querträger ein. Bei Anwendung der Tabellen von Prof. *Ritter* für elastisch gestützte Träger ist ein $\varepsilon = 0{,}05$ anzunehmen.

II. Eine Einspannung der Querträger in den Hängesäulen ist vorhanden, doch nicht in dem Mass, wie sich dies aus der Berechnung als geschlossener Rahmen ergeben würde. Sie nimmt von der Mitte der Brücke aus gegen die Kämpfer hin stetig zu, d. h. die Durchbiegungen und Auflagerverdrehungen sind für eine Einheitsbelastung in der Brückenmitte am grössten und werden gegen die Widerlager hin stetig kleiner (s. Fig. 1, Tafel IV).

III. Die Deformationen verhalten sich vollkommen elastisch und proportional zu den Belastungen.

IV. Der Elastizitätsmodul für den Beton ist mit $E = 215$ t/cm² im Vergleich zu andern Messungen, bei denen im Durchschnitt $E$ über 275 t/cm² liegt, nicht gerade gross.

*c) Messungen am Bogen.*

Aus den Messungen an den Bogenrippen sollte hervorgehen, ob dieselben noch als eingespannte Gewölbe betrachtet werden können, oder ob nicht die Risse in den Scheiteln (unten) und an den Kämpfern (oben) dieselben mehr in Dreigelenkbogen verwandelt haben. Zu diesem Zweck wurden folgende Messungen vorgenommen:

I. *Beobachtung des Bogenscheitels*, flussaufwärts, mit Dehnungsmessern, System Okhuizen: Um zugleich einen Aufschluss über die Wirkungsweise der Risse zu erhalten, wurden diejenigen Messstellen, die im Bereiche eines Risses lagen, zuerst mit 2 cm und sodann noch mit 30 cm Messlänge beobachtet.

II. *Beobachtungen des Bogenscheitels* mit Schwingungsmessern (Stoppani-Oszillographen): Die vertikalen Bewegungen wurden in 10facher Vergrösserung auf einem berussten Papierstreifen aufgenommen und sie sollen darüber Aufschluss geben, ob die wirklichen Einsenkungen gegenüber den rechnungsmässigen keinen zu kleinen Elastizitätsmodul ergeben und ob gegenüber der Belastungsprobe vom Jahre 1908, die von Rabut durchgeführt wurde, keine wesentliche Verschlechterung eingetreten sei.

III. *Beobachtungen mittels Klinometern an den Bogenkämpfern:* Sie hatten den Zweck, zu zeigen, ob die Kämpfer wirklich als eingespannt betrachtet werden können. Da aber die eigentlichen Kämpferschnitte unter dem Boden liegen, mussten diese Klinometerbeobachtungen in einer Distanz von 3,0 m vom theoretischen Kämpferpunkt gegen die Brückenmitte hin vorgenommen werden.

IV. *Ergebnisse.* Die Spannungsmessungen und Einsenkungsmessungen im Bogenscheitel, sowie auch die Klinometermessungen an den Kämpfern ergeben ein vollkommen elastisches Verhalten der Bogenrippen, sowie die Gewissheit, dass dieselben noch als eingespannte Gewölbe betrachtet werden können, trotz des verhältnismässig kleinen Elastizitätsmoduls von $E = 215$ t/cm². Letzterer ist jedenfalls beeinflusst durch die grössere Deformierbarkeit der gerissenen Scheitel- und Kämpferpartien.

Der Vergleich mit den Messungen von *Rabut* im Jahre 1908 zeigt (s. auch Fig. 2 und 3, Tafel III).

Einsenkungen im Scheitel:

| | | |
|---|---|---|
| 1908 | = 2,75 mm | Mittel = 2,6 mm |
| 1924 | = 2,70 mm | „ = 2,52 mm |

Die Bogen erleiden somit unter der Verkehrslast heute noch dieselben Deformationen wie vor 16 Jahren, trotz den um 14% grösseren Lasten, was zum Teil auf den mit dem Alter zunehmenden Elastizitätsmodul zurückzuführen sein dürfte. Es ist daher die Annahme berechtigt, dass die vorhandenen Risse, die schon früher festgestellt wurden, nicht zu Bedenken Anlass geben, um so weniger, als sie bis jetzt keine Verrostungs- und Zerstörungserscheinungen hervorgerufen haben. Die Messungen zeigten ein elastisches Verhalten der Risse und ergaben, dass die berechnete Risshöhe mit der von Auge beobachteten Höhe genau übereinstimmt (60 cm aussen und 80 cm innen). Aus den Dehnungsmessungen geht ferner hervor, dass die Bogen nicht symmetrisch zu ihrer vertikalen Mittellinie beansprucht sind, sondern im Scheitel oben gegen aussen grössere Druckspannungen und unten gegen innen grössere Zugspannungen erleiden.

*d) Hängesäulen.*

Die Hängesäulen verhielten sich sehr verschieden, was auf eine mehr oder weniger starke Ueberwindung der Haftfestigkeit des Betons zurückzuführen sein dürfte.

Die Maximalbelastung der Aufhängungsstangen flussaufwärts betrug beim Fahrbahnanschluss, einschliesslich der theoretischen Einspannungsmomente:

$$N = 4{,}7 + \frac{20{,}6}{2} = 15{,}0\ t$$

und $-M = 3{,}3$ mt bei Annahme einer 4,50 m hohen intakten Hängesäule mit oberem Riegel.

Diese Kräfte ergaben folgende maximalen Spannungen:

$\sigma$ Beton = 15 kg/cm² Ü = 0 (Ü = Überschreitung der zulässigen Spannung)

$\sigma$ Eisen = 1590 „ Ü = 100 %

Wenn also das Einspannmoment voll zur Geltung käme, würde das Eisen sehr stark überbeansprucht. Die grossen, wechselnden Dehnungen des Eisens werden dazu beigetragen haben, die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton zu überwinden, so dass mit der Zeit nur noch ein teilweises Einspannmoment zustande kommen konnte. Bei Träger $Q_{12}$ wurde dasselbe zu $-M = 2{,}1$ mt bestimmt. Mit diesem Moment und der Last $N = 15{,}0$ t würde $\sigma_{Eisen} = 1320$ kg/cm², $Ü = 65\%$. Vor der Verstärkung war dies die wirkliche Beanspruchung der Eisen; die Beanspruchung nimmt aber nach oben sehr rasch ab, um in ⅔ der Höhe der Säule den Wert $\sigma_{Eisen} = 660$ kg/cm² anzunehmen, entsprechend einer reinen Zugbeanspruchung. Im Anschluss an den Bogen wird $\sigma_{Eisen} = 990$ kg/cm² sein oder $Ü = 24\%$.

Es zeigt sich somit, dass der schwächste Teil der Brücke die Hängesäulen waren, indem hier die Ueberschreitungen der Spannungen das zulässige Mass erheblich überstiegen. Dabei waren allfällige Abrostungen der Armierungseisen noch nicht berücksichtigt.

*e) Ergebnis der Berechnungen und Untersuchungen.*

Anhand der Berechnungen und Untersuchungen konnte folgendes Urteil über die Brücke abgegeben werden:

I. Bis auf die unteren Anschlüsse der Hängesäulen genügt die Brücke den heutigen Lasten, die aber *nicht* mehr erhöht werden dürfen.

II. Die Hängesäulen müssen in ihrer unteren Hälfte gegen die Brückenmitte zu erheblich verstärkt werden. Bei jeder einzelnen Säule ist der Grad der Verrostung festzustellen.

III. Alle hohlen Stellen müssen abgespitzt und neu verputzt werden.

IV. Alle klaffenden Risse, die fast ohne Ausnahme durch Verrosten der Armierungen entstanden sind, müssen aufgebrochen und neu verputzt werden.

V. Die verrussten Innenflächen müssen gründlich gereinigt und mit einem Rauchschutzmittel bestrichen werden.

VI. In der oberen Platte sind in jedem Feld *zwei* Rauchabzugsöffnungen von *mindestens* 20/20 cm auszuspitzen.

## III. Reparaturen und Verstärkungen.

Gestützt auf die Beobachtungen während der Revision vom April 1924, sowie auf die Ergebnisse der statischen Berechnungen und der Messungen wurde die Brücke während des Novembers 1924 und während der Monate September und Oktober 1925 einer gründlichen Reparatur unterworfen. Sämtliche hohlen Stellen und klaffenden Risse, welch letztere überall infolge der Sprengwirkung von verrosteten Eisen auftraten, wurden abgespitzt, die Eisen mittels Drahtbürste und Sandstrahlgebläse vom Rost gut gereinigt und der fehlende Beton durch Torkretieren wieder ersetzt. Starke Rostansätze haben sich nur an einigen wenigen Stellen gezeigt, und zwar bei zwei Hängesäulen, wo bei je einem Eisen eine Durchmesserverringerung von 2 mm, resp. 2,5 mm festgestellt wurde. Ferner zeigten sehr starke Rostansätze alle diejenigen Stellen, bei welchen anlässlich der Revision 1924 klaffende Risse beobachtet wurden, so z. B. bei einigen Querträgerauflagern, beim Gehwegrandträger und beim Uebergang der Bogen in die Fahrbahnplatte. Da alle diese Stellen an Orten lagen,

wo die Zugbeanspruchung des Eisens die zulässige Grenze nicht überschritt, konnte von einem Ersatz der Eisen abgesehen werden. Auf Tafel II sind die hauptsächlichsten Mängel, welche zutage traten, durch eine Schraffur gekennzeichnet. Es ist daraus ersichtlich, dass die hohlen Stellen sehr stark vertreten waren. Die Unterfläche der Fahrbahn und die Bogenrippen hatten seinerzeit einen nachträglichen Verputz erhalten, der stellenweise Blähungen aufwies; an diesen Orten wurde die Verputzschicht weggespitzt, allfällig verrostete Bügel entrostet und die Fläche mit der Zementkanone wieder verputzt. An den Längs- und Querträgern, sowie an den Bogenrippen sind einige Zugrisse aufgespitzt worden; es konnten aber keine Verrostungen der Eisen festgestellt werden; die Verrostungen an den übrigen Stellen sind fast ausnahmslos dort aufgetreten, wo die Eisen zu wenig mit Beton überdeckt waren.

Die Hängesäulen wurden besonders behandelt, da diese an ihrem unteren Ende eine Spannungsüberschreitung von 65% aufwiesen, die noch bedeutender gewesen wäre, wenn nicht die Risse die Einspannung der Querträger herabgesetzt hätten. Der Beton der Hängesäulen wurde deshalb in der unteren Hälfte, ohne die alten Hängeeisen irgendwie zu beschädigen, äusserst sorgfältig herausgespitzt. Dann wurden von oben her 8 ⌀ 26, die an ihren unteren Enden mit einem Gewinde versehen waren, durch Löcher, die in der 8 cm starken Eisenbetonplatte ausgebohrt worden sind, hindurchgesteckt und mit der oberen Verstärkungsarmierung (4 ⌀ 20 und 4 ⌀ 16) mittels Bügeln verflochten, sowie mit Drahtwicklungen an den alten Eisen befestigt. Hierauf wurde der weggespitzte Beton durch Torkretieren in Lagen von 3 cm Stärke ersetzt (Abb. 3 und 4). Nach Erhärten dieses Betons wurden von unten neue eiserne Ankerplatten an die neuen Hängeeisen angeschraubt und der Hohlraum zwischen der alten und neuen Auflagerplatte gut mit Beton ausgespritzt; auf die Höhe der Querträger wurden die neuen Eisen ebenfalls mit Beton überzogen. Nachdem der Beton über den neuen Ankerplatten eine Woche alt war, wurden die Schrauben der Hängeeisen noch einmal gleichmässig angezogen, so dass in den Zulageeisen eine kleine Anfangsspannung vorhanden war.

Als weitere Arbeiten kamen hinzu das Ausspitzen von Rauchabzugsöffnungen in der oberen Verbindungsplatte, damit der Rauch nicht, wie bis anhin, zwischen den Querträgern hängen bleibt. Ferner wurde die Untersicht der Platte mittels Stahlbürste und Sandstrahlgebläse gut vom Russ gereinigt, mit einem zirka 3 mm starken Spritzverputz versehen und zweimal mit Inertol gestrichen.

Wie bereits erwähnt wurde, ist für die Betonierungs- und Verputzarbeiten die Verwendung des Torkretverfahrens (Zementkanone) gewählt worden. Der neu aufgebrachte Beton haftet auf diese Weise am besten am alten Beton und erreicht so grösstmöglichste Dichtigkeit und Festigkeit. Um die Erhärtung des Betons zu beschleunigen, d. h. um möglichst bald eine grosse Festigkeit zu erreichen, ist ausschliesslich Spezialzement von Roche verwendet worden. Der Sand mit Korngrössen von 0—5 mm wurde einer Sandbank der Rhone entnommen und durch Röstung vollkommen getrocknet. Auf 1 m³ Sand wurden anfänglich 400 kg Portland-Spezialzement gebraucht, später aber ging man auf 500 kg, da es sich gezeigt hat, dass der Zementverlust beim Austritt aus der Düse ein sehr grosser ist. Der Druck in der Luftleitung schwankte von 4—6 Atm., je nachdem weiter oder näher, höher oder tiefer torkretiert wurde. Die Zementkanone wurde auf einem Rollwagen montiert (Abb. 5); die an eine längsb der Brücke verlegte Druckluftleitung angeschlossen wurde; auf diese Weise war es möglich, mit den Zuleitungen überall hinzukommen und die Arbeit zu einem befriedigenden Ende zu bringen.

Ursprünglich hatte die A. I. A. G. die Absicht, alle Reparaturen an Sonntagen ausführen zu lassen, wodurch der Güterverkehr auf dem Anschlussgeleise zwischen Chippis und Sierre nicht behindert worden wäre. Die neu aufgebrachten Teile hätten aber, wenn die Brücke am Montag früh wieder in Betrieb genommen worden wäre, nur eine 12- bis 14stündige Erhärtungszeit gehabt. Es wurden deshalb vier Probestreifen hergestellt, die folgendes Resultat ergaben:

| No. | Zeit der Herstellung | Zeit der Erprobung | Alter | Bruchmoment | Widerstandsmoment | Biegungsbruchspannung | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 25. X. 24 17h | 26. X. 10½h | 17½h | 6 cm/kg | 2,4 cm³ | 2,5 kg/cm² | Von Hand abzubröckeln |
| 2 | 25. X. 24 17h | 26. X. 22½h | 29½h | 68 „ | 2,44 „ | 27,8 „ | Sandkörner ganz |
| 3 | 25. X. 24 17h | 27. X. 13½h | 44½h | 354 „ | 7,48 „ | 47,3 „ | „ „ |
| 4 | 25. X. 24 17h | 28. X. 13h | 68h | 278 „ | 5,21 „ | 53,3 „ | Sandkörner z. T. gebrochen |

Da die grösste Biegungsspannung infolge Verkehrslast in den Querträgern 29 kg/cm² und in den Hängesäulen 26 kg/cm² beträgt, war es notwendig, nach erfolgter Betonierung mindestens eine Erhärtungszeit von 30 Stunden zu beobachten; die Reparaturen und Verstärkungen der Querträger und Hängesäulen wurden deshalb an einem Samstagnachmittag durchgeführt, so dass eine erschütterungsfreie Erhärtungszeit von 36 Stunden vorhanden war.

Im ganzen wurden zur Herstellung 25 m³ neuen Beton, 40 m³ Sand und 19 t hochwertiger Portlandzement gebraucht; zirka 40% des Sandes, namentlich der gröbere Teil desselben, und zirka 20% des Zementes, gingen somit durch Verspritzen, resp. Verstäuben, verloren. Die gesamten Ausgaben für die Reparaturen betragen, ohne Miete und Abnützung der Pressluftanlage und ohne Gerüst, Fr. 17 000, wovon allein Fr. 12 500 auf Löhne entfallen.

Im Anschluss an die Brückenreparatur wurde am 3. Dezember 1925 mit der 28,7 t schweren Einzellast der S. B. B. eine Ergänzungsprobebelastung vorgenommen. Wie im Jahre 1924, wurden an den Querträgern $Q_9$ und $Q_{12}$ die Durchbiegungen gemessen und an allen Querträgern von $Q_3$ bis $Q_{13}$ die Auflagerverdrehungen.

Die Gegenüberstellung der Resultate ist in den Fig. 1 und 2 der Tafel IV graphisch dargestellt.

Daraus ist ersichtlich, dass die Durchbiegungen und Verdrehungen der Querträger bis zu 38% geringer sind als vor der Verstärkung. Durch die vorgenommene Verstärkung der Hängesäulen sind somit zugleich auch die Querträger verstärkt worden, und zwar derart, dass nur noch die Schubspannungen Ueberschreitungen aufweisen. Die Erfahrungen werden lehren, ob das bei der Probe vorhandene Einspannmoment mit der Zeit infolge Lockerung der Eisen in den Hängesäulen nicht wieder kleiner wird. Da aber die Eisenspannung nur den Wert von 730 kg/cm² erreicht, so ist alle Wahrscheinlichkeit vorhanden, dass sich die elastischen Verhältnisse der Hängesäulen nicht mehr ändern werden.

Eine Unregelmässigkeit im Verhalten der einzelnen Querträger hat die Probebelastung 1925 allerdings ergeben, und zwar betrifft dies die Unterschiede in der Einflusslinie der Querträgerbelastungen von $Q_8$ und $Q_9$. In Fig. 4, Tafel IV, sind die aus den Messungen erhaltenen Einflusslinien aufgetragen; der Unterschied beider Linien ist sehr auffällig. Eine Kontrolle des Oberbaues ergab, dass sich unmittelbar neben der Dehnungsfuge der Fahrbahn, gegen $Q_8$ hin, eine Schienenunterstützung befindet, wodurch Lasten, welche über $Q_9$ stehen, zum Teil nach $Q_8$ übertragen werden. Durch eine symmetrische Anordnung zur Fuge der Schienenunterstützung dürfte diese Ungleichheit beseitigt werden.

## IV. Schlussfolgerungen.

In den vorhergehenden Abschnitten ist versucht worden, über die Brücke ein genaues Bild zu geben und von allen Schwierigkeiten zu berichten, die sie schon von Beginn ihres Bestehens an verursacht hat. Es ist in den 20 Jahren ihres Bestehens viel an ihr geflickt worden, und Worte «Riss, Rost und Sicherheit» tauchen immer wieder in den Akten auf. Es ist deshalb die Frage naheliegend, wie die Brücke hätte konstruiert werden müssen, damit die Mängel vermieden worden wären. Nach den vielen Untersuchungen kann diese Frage nur zum Teil beantwortet werden. Es liegt eben in der Natur des nicht in allen Einzelheiten kontrollierbaren Bauens und der verwendeten Materialien, dass man unmöglich alle Einflüsse zum vornherein richtig einschätzen kann. Die Baumaterialien können im Laufe der Zeiten ihre Eigenschaften ändern, sei es infolge von atmosphärischen oder chemischen Einflüssen oder wegen Ueberbeanspruchungen. Immerhin können für ähnliche Fälle folgende Forderungen aufgestellt werden:

I. Die Brücke muss ein genügendes Schotterbett besitzen, damit heftige Stösse auf die Fahrbahn vermieden werden.

II. Bei der Berechnung der Längsträger ist auf die elastische Senkbarkeit der Stützen Rücksicht zu nehmen.

III. Beim Uebergang der Längsträger in die Bogenrippen und Widerlager sind besonders oben kräftige Armierungen anzuordnen, da die Längsträger, als Ganzes betrachtet, gewissermassen Kragträger darstellen, die durch die Hängesäulen elastisch aufgehängt sind.

IV. Die Querträger sind in Verbindung mit den Hängesäulen als Rahmenriegel zu berechnen und bei den Hängesäulen sind die dadurch entstehenden Eckmomente auf alle Fälle zu berücksichtigen.

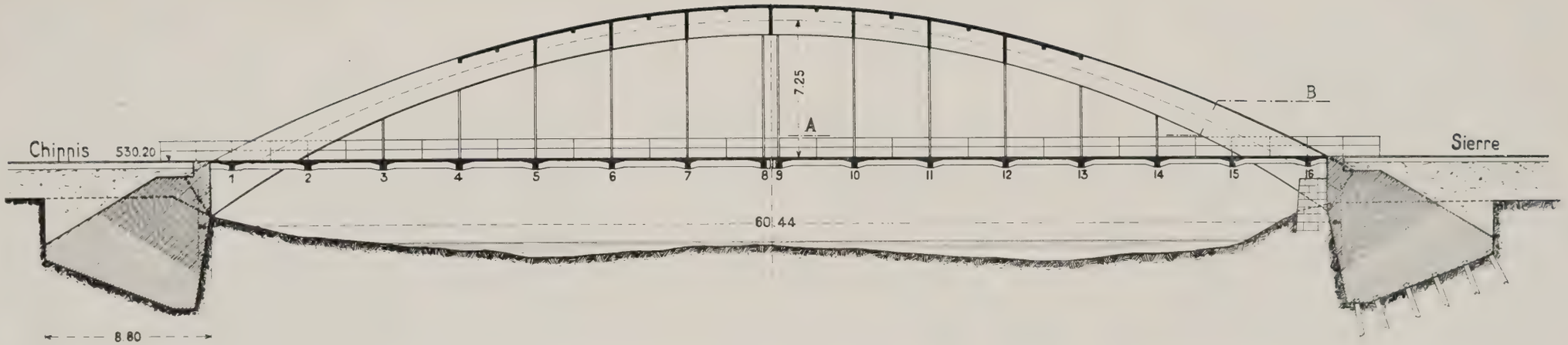
V. Da das Schwinden des Betons in der Hauptsache erst nach 5 Jahren beendet ist, wird durch provisorische Fugen in den Gewölben nur ein kleiner Teil des Schwindeinflusses ausgeschaltet. Wirksamer wäre das Offenlassen einer einzigen Fuge im Gewölbescheitel und Aufpressen derselben mit einer bestimmten Kraft oder um ein bestimmtes Mass, wie dies *Freyssinet* bei der Brücke über den Lot bei Villeneuve in vorbildlicher Weise getan hat (s. Séjourné, Grandes Voûtes, VI).

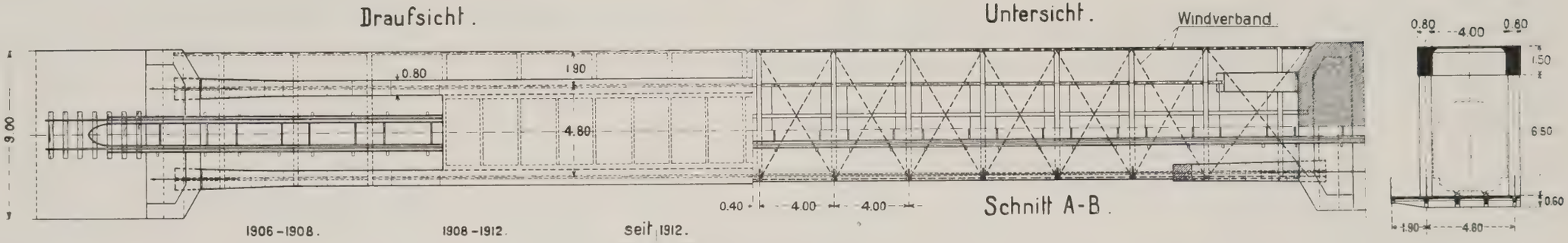
VI. Bei fest eingespannten Bogen ist die Fahrbahn in der Mitte durchzuschneiden und nicht, wie *Rabut* empfiehlt, zu verbinden. Dagegen könnten die beiden Hälften so ineinander greifen, dass nur Querkräfte übertragen werden können.

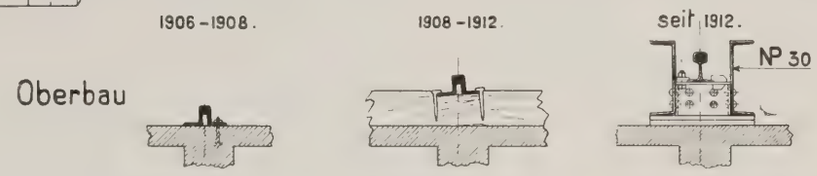
VII. Die Hängestangen sind erst nach erfolgter Ausschalung der Fahrbahn mit Beton zu umhüllen, allenfalls nach Aufbringen einer künstlichen Belastung.

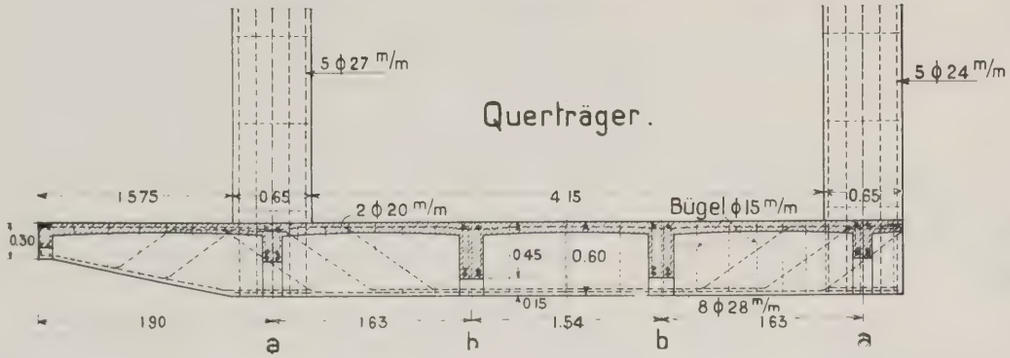
VIII. Um ein Rosten der Eisen zu verhindern, müssen sie genügend mit Beton überdeckt werden. Ein nachträglicher Verputz der Betonsichtflächen ist nicht zu empfehlen.

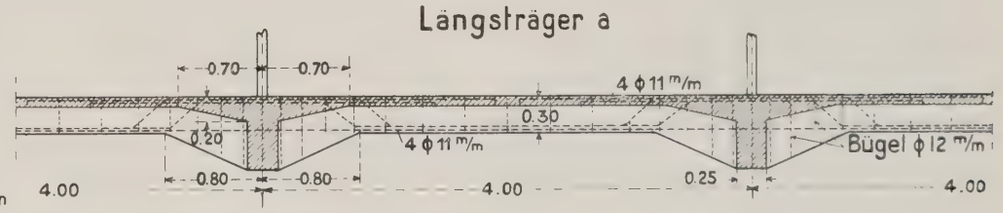
Schliesslich darf hervorgehoben werden, dass es heute sehr gut möglich ist, Eisenbetonbrücken zu reparieren und zu verstärken, wobei allerdings alle Arbeiten auf das Beste vorbereitet und ausgeführt werden müssen. Trotz grosser Sorgfalt, die in Chippis während der Reparaturen beobachtet wurde, sind an den Rändern des neuen, aufgespitzten Betons ganz feine Risse entstanden; wahrscheinlich sind die Betonflicke zu wenig lang nass gehalten worden, was ein zu rasches Schwinden des neuen Betons begünstigte. Besondere Sorgfalt ist auch beim Ausschalen von angegossenen oder angespritzten Verstärkungen zu geben, da sehr leicht Betonkanten abgerissen werden; nach Verputz dieser Mängel werden sich an den Rändern wieder feine Schwindrisse bilden, die ihrerseits Angriffspunkte späterer Zerstörungen bilden können.

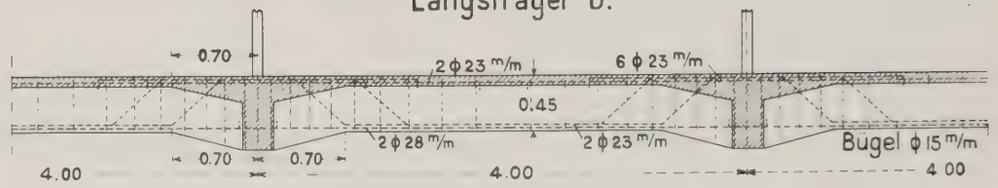


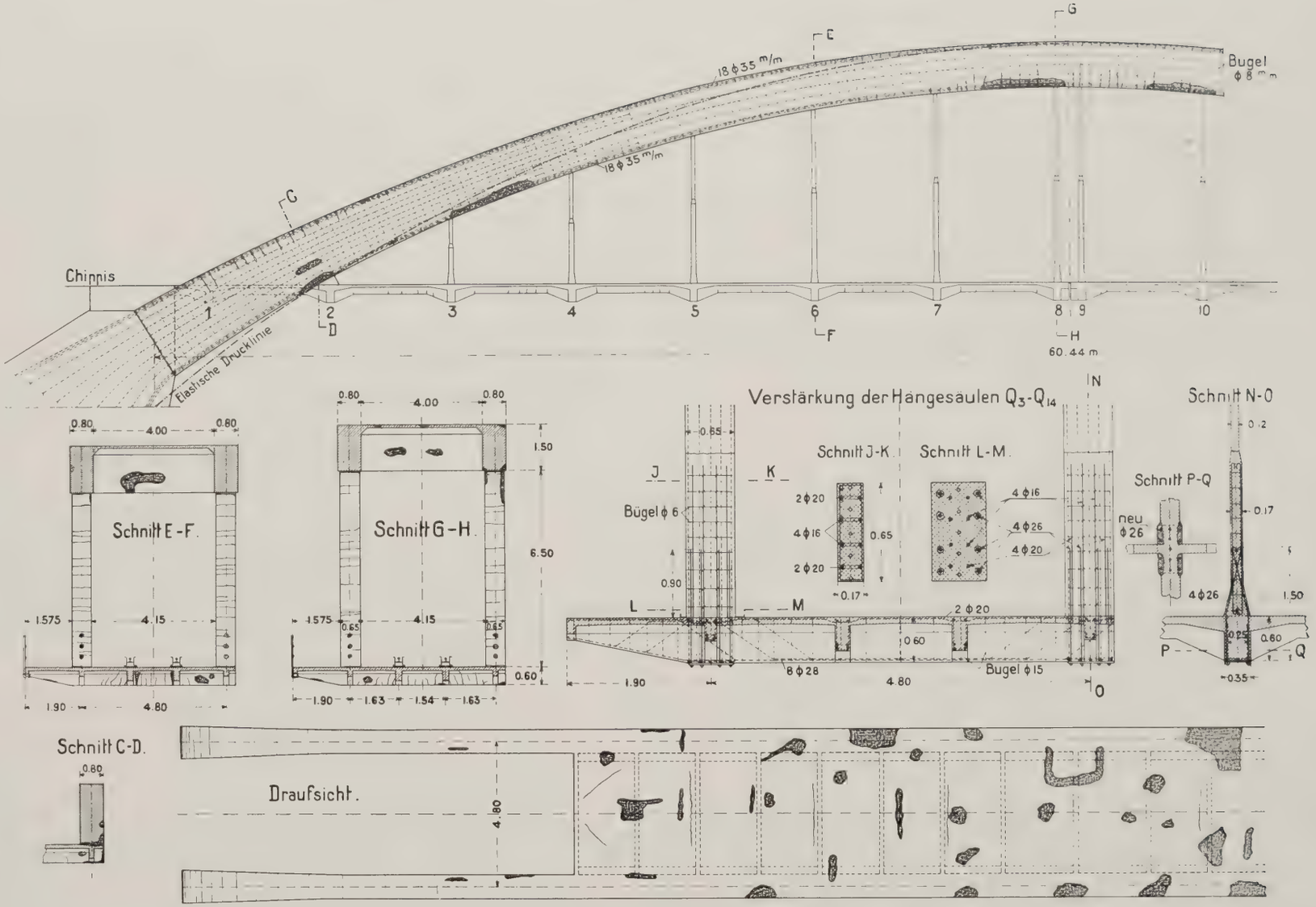



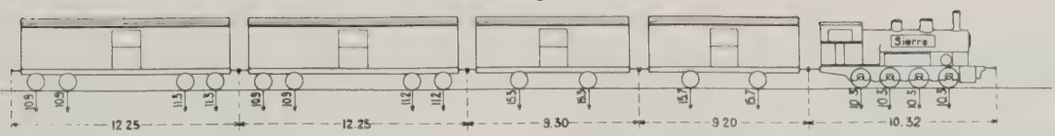

Tafel I. Ansicht, Grundriss und Querschnitt 1 : 300; Längs- und Querträger 1 : 60.




Tafel II. Ansicht, Grundriss und Querschnitte, mit Angabe der schadhaften Stellen, 1 : 200.
Verstärkung der Hängesäulen 1 : 80.

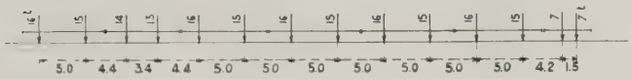
Fig. 1

Belastungszug 1924

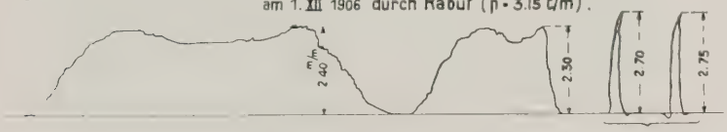



Messung der Scheitelsenkungen der Gewölberippen:

Fig. 2



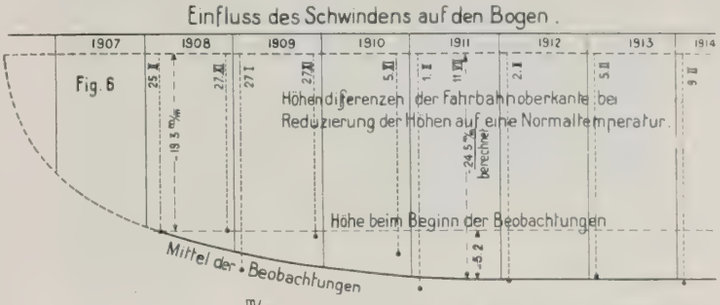

am 1. III 1906 durch Rabut (p = 3.15 t/m).




Lokomotive + 6 Wagen V = 5 Km/h  Lok. + 6 Wagen V = 5 Km/h  Lok + 3 Wagen V = 25 Km/h

Einfluss des Schwindens auf den Bogen.

Fig. 6




am 3. IV. 1924 durch die S.B.B. (p = 3.60 t/m)

Fig. 3

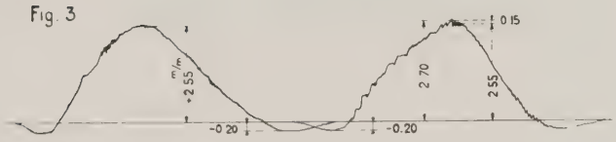
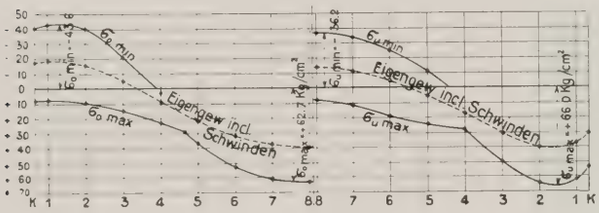
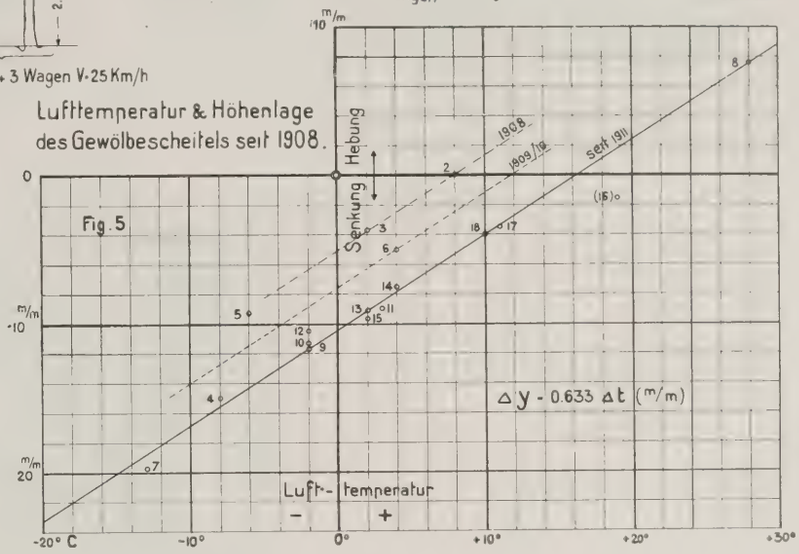



Fig. 4 Maximal- und Minimalspannung im Bogen.




Lufttemperatur & Höhenlage des Gewölbescheitels seit 1908.

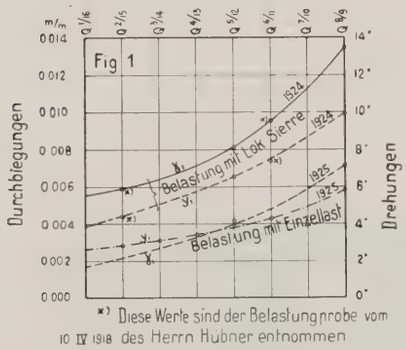
Fig. 5




Tafel III. Bogen. Ergebnisse der Probebelastungen.

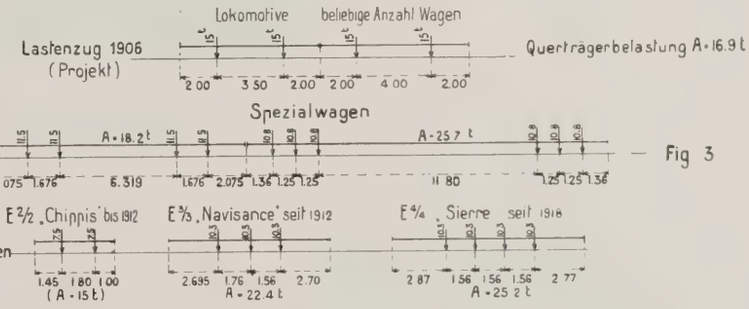
Durchbiegungen und Auflagerverdrehungen infolge einer Achsbelastung von A = 1 t

Fig 1



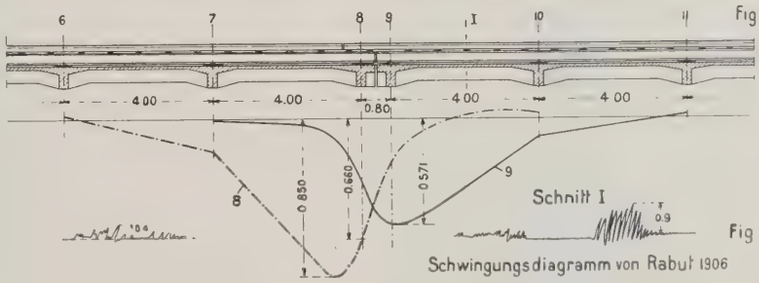

*) Diese Werte sind der Belastungsprobe vom 10. IV. 1918 des Herrn Hübner entnommen

Entwicklung der Belastungen.

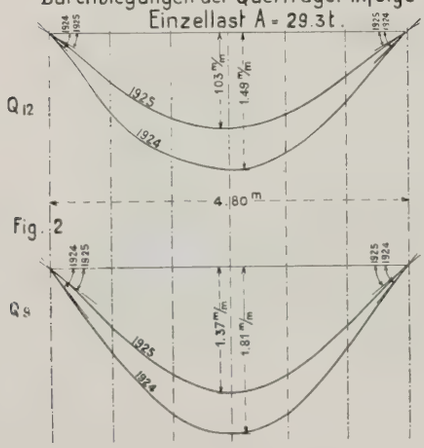


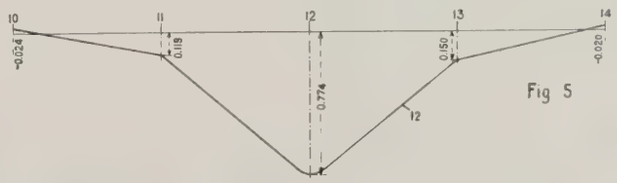

Einflusslinien der Querträgerbelastungen von $Q_8$ u. $Q_9$

Fig 4




Durchbiegungen der Querträger infolge Einzellast A = 29.3 t.




Tafel IV. Fahrbahn. Ergebnisse der Probebelastungen.

Abb. 1. Hängesäulen vor dem Betonieren.

Abb. 2. Hängesäulen nach dem Betonieren.

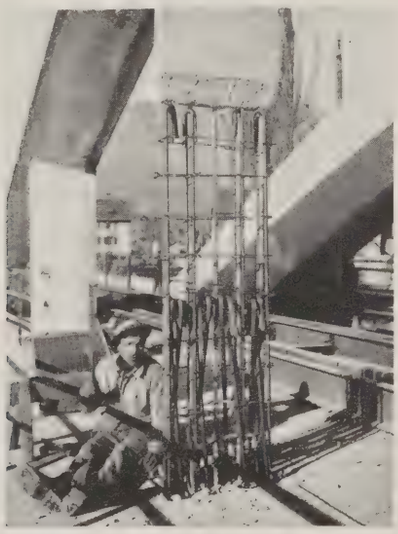


Abb. 3. Verstärkungseisen der Hängesäulen.

Abb. 4. Torkretierung der Hängesäulen.

Abb. 5. Zementkanone.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Eine schweizerische Ausführungsform der unterzuglosen Decke. - Pilzdecke. -

Von Ing. *R. Maillart*, Genf.

# Eine schweizerische Ausführungsform der unterzuglosen Decke. - Pilz-Decke. - [1]

Von Ing. *R. Maillart*, Genf.

Für weittragende ebene Tragwerke standen früher nur Walzeisen und Holz zur Verfügung, beides Materialien, die nicht in beliebiger Gestaltung, sondern nur in Stabform zur Anwendung kommen konnten, indem das Ueberwiegen einer einzigen Dimension beim Eisen durch den Walzprozess, beim Holz durch das Wachstum gegeben ist. Mit diesen, der Tragwirkung nach eindimensionalen Grundelementen: Stäben, Pfeilern und Balken, war der Ingenieur dermassen gewohnt zu bauen und zu rechnen, dass sie ihm sozusagen in Fleisch und Blut übergingen und dass ihm andere Möglichkeiten ferne lagen. Nur für ganz geringe Spannweiten: Kanal-Abdeckungen, Balkone, sowie Füllungen zwischen Trägern, kamen die in Plattenform zur Verfügung stehenden Baumaterialien, nämlich Naturstein und Beton, zur Verwendung. Der Eisenbeton fand diese Auffassung vor und es wurde daran vorerst nichts geändert: man legte — wie mit Eisen und Holz — Träger von Mauer zu Mauer und von Pfeiler zu Pfeiler. Quer zu diesen Hauptträgern kamen Nebenträger, deren Zwischenraum mit einer Platte abgedeckt wurde, jedoch ohne diese als eigenartiges Konstruktionselement aufzufassen. Man beeilte sich im Gegenteil, sie als in Streifen aufgelöst zu betrachten, welche Streifen dann wieder in altgewohnter Weise als Balken berechnet werden konnten. Nur der Maschineningenieur kam, etwa bei Dampfkesselberechnungen, in die Lage, *die Platte als Konstruktionselement* aufzufassen, wozu ihm die Grashofschen Ableitungen dienten; der Bauingenieur tat es vorläufig nicht.

Die Möglichkeit, eine Betonplatte kreuzweise zu armieren, gestaltet aber diese zu einem *neuartigen Bauelement*, das Biegungsbeanspruchungen in *jeder beliebigen Richtung*, also nicht nur in den beiden Armierungsrichtungen, aufzunehmen imstande ist, und dessen Tragfähigkeit gewissen Gesetzen gehorcht, die verschieden sind von den der Balkentheorie zugrunde liegenden. Die Methode des Streifenschneidens kann nach dieser Erkenntnis nicht einmal mehr als rohe Annäherung befriedigen. Zu einer sachgemässen theoretischen Behandlung der damit gestellten Aufgabe standen aber höchstens die Grashofschen Formeln zur Verfügung, und diese bieten dem Bauingenieur zu wenig, da sie nur einfache Spezialfälle betreffen und für ungleichförmige Belastung sowie variable Einspannungen und Trägheitsmomente keinen Aufschluss geben.

Um vorerst einen gewissen Anhaltspunkt über die konstruktive Brauchbarkeit der *Eisenbetonplatte als Konstruktionselement* zu gewinnen, wurden im Jahre 1908 auf dem Werkplatz von *Maillart & Cie.* in Zürich einige kleine Versuchsbauten erstellt und in primitiver Weise mit Säcken belastet. Es ergab sich dann, dass Gebilde, die der frei drehbaren Punktstützung tunlichst entsprechen, praktisch unbrauchbar waren, da sie grosse Durchbiegungen aufwiesen und in der Nähe der Stützen frühzeitig brachen. Dagegen zeigte ein aus neun Feldern bestehendes Objekt mit abgeschrägtem Uebergang von den Pfeilern zur Platte auch bei Belastung einzelner Felder eine Tragfähigkeit, die die praktische Brauchbarkeit des Prinzipes erwies. Diese Baute (Abb. 1) hat insofern historische Bedeutung, als sie wohl die erste, unterzugslose Decke im «Zweibahnensystem» darstellt; diese Bewehrungsanordnung zeigt Abb. 2 schematisch. Zum Vergleich ist in Abb. 3 das von *Turner* gegebene Vierbahnensystem dargestellt.

Die Frage war nun die, wie zu konstruieren und zu dimensionieren sei. Der rein theoretische Weg erschien ungangbar, und wenn schon heute auch für ungleichförmige Belastungen theoretische Lösungen gefunden sind, wie überhaupt der Platte als Konstruktionselement endlich die längst verdiente Beachtung geschenkt wird, so haben diese, die Erkenntnis in verdankenswerter Weise bereichernden Untersuchungen eben doch der Praxis bis heute wenig geboten. Denn — aus den obgenannten allerersten Versuchen ging dies schon mit Deutlichkeit hervor — der elastische Widerstand der Pfeiler und die Verstärkungen über diesen spielen eine ausschlaggebende Rolle, und wenn die Berücksichtigung dieser Umstände schon beim Balken nicht ganz einfach ist, so muss man bezweifeln, dass man für die Platte so bald zu einem für die Praxis brauchbaren theoretischen Rechnungsverfahren gelangen werde. Besonders verwickelt und verschiedenartig sind die Verhältnisse in den Aussenfeldern, je nach der Natur der Umfassungsmauern.

Angesichts der Tatsache, dass der rein theoretische Weg zur Erkenntnis verschlossen und nicht so bald frei zu machen war, entschlossen sich *Maillart & Cie.* zur Vornahme von Versuchen an einem zu diesem Zwecke herzustellenden grösseren Bauwerk (Versuchsmodell). Dabei war man sich bewusst, durch diese Versuche an einem einzelnen Versuchsmodell nicht alle auftretenden Fragen lösen zu können, aber die genaue Erkenntnis seines Verhaltens in Verbindung mit theoretischen Erwägungen konnten doch eine gute Basis für praktisches Konstruieren bilden.

Photographische Ansichten des Versuchsmodells zeigen die Abb. 4 und 5, während aus Abb. 6 die Dimensionen und konstruktiven Einzelheiten zu entnehmen sind. Die Teilfelder von 1 m², in deren Mitte eine aus Bleiplatten bestehende Einzellast von 1000 kg sukzessive aufgebracht wurde, sind mit arabischen Zahlen bezeichnet, während die Bezeichnung der aus 16 Teilfeldern bestehenden 9 Hauptfelder mit römischen Ziffern geschah. Die Linien, deren Einsenkungskurven vor allem ermittelt wurden, sind mit ihrem Abstand vom Rande ($x = 1$, $x = 2$; $y = 1$, $y = 2$) bezeichnet. Die Randauflager waren verschiedenartig, indem ein Teil der Umfassung aus Pendelwänden bestand, also freie Auflagerung bot, während ein anderer Teil durch eine verhältnismässig dicke, starke Einpannung gewährende Eisenbetonwand, und endlich ein dritter

Teil aus Randbalken auf Eisenbetonpfeilern gebildet war. Dabei ging man von der Erwägung aus, dass die Zahl der Randfelder in vielen Bauten überwiegt und sie somit mindestens ebensolche Aufmerksamkeit erfordern, wie die Mittelfelder.

Um den Einfluss auch kleinster Fundamentsenkungen auszuschalten, war das Modell auf einer 60 cm dicken Eisenbetonplatte aufgebaut. Demgegenüber besass die Versuchsplatte eine Dicke von bloss 8 cm, um tunlichst grosse Durchbiegungen zu erwirken. Die kreuzweise Armierung bestand dabei aus 8 mm starkem Rundeisen. Es ist für die praktische Brauchbarkeit der Bauart bezeichnend, dass auf einer so schlanken Platte — das Verhältnis der Dicke zur Spannweite betrug nur 1 : 50 — eine Einzellast von 1000 kg vielmals aufgebracht werden konnte, wobei sich nach ein- bis zweimaliger Vorbelastung vollkommen elastisches Verhalten zeigte.

Da die Durchbiegung einer grossen Anzahl Punkte gemessen werden sollte — als Distanz der Messpunkte waren 25 cm angenommen —, so war die Verwendung gewöhnlicher Durchbiegungsmesser untunlich, und es musste ein anderes Verfahren eingeschlagen werden. An jedem Messpunkte war ein 8 mm starkes Rundeisen vertikal eingelassen, woran Hülsen mit gehärteten Stahlspitzen angeschraubt werden konnten (Abb. 7). Für jeden Belastungsfall wurde stets nur eine Linie ($y = 1$, $y = 2$ usw.) auf einmal beobachtet und hierzu ein an schweren Böcken festgeschraubtes Stahllineal mit Nute darunter angebracht, so dass die Durchbiegungen vermittels eines Keiles mit Nonius gemessen werden konnten. Die Genauigkeit dieser Messmethode wurde durch öftere Wiederholungen desselben Versuches unter Wechsel der Beobachter erprobt, wobei sich Differenzen von höchstens 0,02 bis 0,03 mm zeigten. Nach Aufstellung der Messeinrichtung wurde zunächst eine Ablesung gemacht, dann die Einzellast auf ein erstes Feld gebracht, abgelesen, entlastet, abgelesen, ein zweites Feld belastet, abgelesen, entlastet, und so weitergefahren, bis die Last über alle 144 Belastungsfelder gewandert war, wobei die 145 Beobachtungen des entlasteten Zustandes die beste Kontrolle über das elastische Verhalten der Platte bot. Für jede Linie $y = 1$, $y = 2$ usw. wurden so bis zu 144 Durchbiegungskurven bestimmt, Abb. 8 zeigt die Durchbiegungskurven für die Linie $y = 2$, wobei solche, welche infolge zu geringen Einflusses der Last auf diese Linie kein Interesse bieten, weggelassen sind. Durch Superposition einzelner dieser Kurven kann damit die Durchbiegungskurve für beliebige teilweise und für Vollbelastung ermittelt werden. Um die gefährlichste Belastung für einen Punkt zu erhalten, hat man die Kurven auszuwählen, welche in diesem Punkt den gleichen Krümmungssinn aufweisen.

Es verblieb nun die Aufgabe, aus den Durchbiegungskurven auf die Materialbeanspruchung zu schliessen. Letztgenannte darf in den vorkommenden Belastungsgrenzen als zur Dehnung proportional angesehen werden. Allerdings ist zu bemerken, dass die Querspannungen die Proportionalität der Spannungen zu den Dehnungen stören; doch trifft dies nur für den Beton zu, während die Eiseneinlagen davon unberührt bleiben. Da es sich aber, praktisch gesprochen, um geringe Differenzen handelt und bei den heute zugelassenen Spannungen die Beanspruchung nicht des Betons, sondern der Armierungen für die Tragfähigkeit massgebend ist, so kommt den Querspannungen für Versuche, die der Praxis dienen sollen, geringe Bedeutung zu.

Um die in der Praxis gebräuchlichen und in den Vorschriften niedergelegten Berechnungsweisen zur Spannungsberechnung anwenden zu können, ist das im betrachteten Punkt in der gegebenen Ebene wirkende Biegungsmoment zu bestimmen. Es ergibt sich bekanntlich aus der Durchbiegungslinie zu

$$M = EJ\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right).$$

Das Differential ergibt sich aus den versuchsweise ermittelten Durchbiegungslinien, indem durch eine Anzahl von deren Punkten eine Kurve höheren Grades gelegt wird, deren Gleichung differenziert werden kann. Als solche Punkte wurden neben demjenigen, für welchen das Moment bestimmt werden sollte, noch rechts und links je vier weitere Punkte in regulären Abständen angenommen, so dass immer neun Gleichungen aufzulösen waren, was zwar keine schwierige, aber doch eine ziemlich langwierige Rechnungsarbeit erforderte. Dagegen ist der Ausdruck $E\,J$ vom Material abhängig. Die direkte Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Betons wurde unterlassen, weil es einfacher war, den Wert $EJ$ durch einen Parallelversuch zu bestimmen. Zu diesem Zwecke wurden gleichzeitig mit der Platte zwei flache armierte Balken von 8 cm Höhe betoniert, die einerseits auf einer Schneide frei drehbar, und anderseits auf einer oben und unten mit Schneiden versehenen Pendelstütze drehbar und verschiebbar aufgelagert waren. Die Belastung dieser Balken lieferte Durchbiegungen, welche gestützt auf die ebenfalls bekannten Momente den Wert $E\,J$ ergaben.

Auf diese Weise wurden die Momente für eine Anzahl charakteristischer Punkte ermittelt. Abb. 9 zeigt die Durchbiegungslinien für die Belastungen, welche quer zur Linie $x = 6$ annähernd die grösstmöglichen Momente ergeben, welche ebenfalls eingetragen sind. In Abb. 10 ist als weiteres Beispiel die für Vollbelastung ermittelte Durchbiegungslinie $y = 6$ nebst der zugehörigen Momentenkurve gezeichnet. Sie zeigt u. a. den bedeutenden Einfluss der Einspannungsverhältnisse der Randfelder. Aber auch das Mittelfeld wird davon noch stark berührt, so dass die aus dieser Kurve abgeleiteten Momente auch nicht angenähert die für eine unbegrenzte Konstruktion gültigen Werte ergibt. Diese wurden mit guter Annäherung für den Fall gleichmässig verteilter Belastung dadurch ermittelt, dass für die Randfelder dermassen reduzierte Belastungen eingeführt wurden, dass die Tangenten der Durchbiegungslinie in den das Mittelfeld begrenzenden Punkten horizontal ausfielen. Je nach dem Einspannungsgrad betrug dabei die Belastungsreduktion bis 25 %, woraus der für die Praxis wichtige Schluss gezogen werden kann, dass es behufs gleichmässiger Materialausnützung empfehlenswert ist, bei mittleren Verhältnissen die Weite der Endfelder um 10—15 % kleiner anzunehmen, als die der Mittelfelder.

Auf Zahlenresultate kann hier im Einzelnen nicht eingegangen werden, und es seien hier einzig die Momente angegeben, welche sich in den Mittelpunkten ($x = 6$) der Linien $y = 4$ bis 8 nach der mitgeteilten Methode für gleichmässig verteilte und gefährlichste Last ergaben.

$$y = 6 \quad : M = \frac{g \cdot l^2}{76} \text{ und } \frac{p \cdot l^2}{37}$$

$$y = 5 \text{ und } 7 : M = \frac{g \cdot l^2}{38} \text{ und } \frac{p \cdot l^2}{27}$$

$$y = 4 \text{ und } 8 : M = \frac{g \cdot l^2}{26} \text{ und } \frac{p \cdot l^2}{22}$$

Die negativen Momente in der Nähe der Pfeiler können aus diesen Versuchen nicht mit gleicher Sicherheit abgeleitet werden. Es erscheint indes ihre genaue Kenntnis nicht nötig, da bei richtiger Formung der Kapitäle unter Aufbiegung sämtlicher Eisen für die denkbar grössten Stützmomente sich stets ein Ueberschuss an Sicherheit ergibt.

Zur unmittelbaren Anwendung eignen sich aber diese Formeln nicht, da bei ungleichförmiger Belastung das Verhältnis der Elastizitätsmasse von Platte und Säulen eine grosse Rolle spielt und der Einfluss der Voutengrösse auf alle Belastungsfälle ein noch viel grösserer ist. Zu bemerken ist, dass die Kapitäle beim Versuchsobjekt klein waren. Zur Berechnung beliebiger Konstruktionen müssen also noch Koeffizienten eingeführt werden, welche sowohl die Elastizitätsmaasse als auch die Ausladung der Vouten berücksichtigen.

Die vollständige versuchsweise Lösung der Aufgabe würde die Ausführung einer ganzen Reihe von Probebauten mit verschiedenen Pfeilerstärken und Voutenformen erfordert haben, was aus naheliegenden Gründen nicht durchführbar war. Von der durch das Versuchsobjekt gewonnenen mittlern Linie der Erkenntnis aus war es aber möglich, Abweichungen nach der einen oder anderen Richtung, gestützt auf theoretische Erwägungen, mit genügender Sicherheit zu beurteilen, um an Bauausführungen zu schreiten, die gegenüber der Versuchsanordnung keine grossen Abweichungen aufwiesen. Dabei konnten bei Anlass der Probebelastungen diese theoretischen Erwägungen nachgeprüft und die Dimensionierungsregeln derart verbessert werden, dass Wirtschaftlichkeit und Sicherheit unbedingt gewahrt waren.

Die erste Bauausführung dieser Art war der Neubau der Zürcher Lagerhaus-Gesellschaft in Zürich-Giesshübel im Jahre 1910 für Belastungen bis 2000 kg/m². Diese erste Ausführung der unterzuglosen Decke in Europa und wohl erste Ausführung im Zweibahnensystem überhaupt hat ihren Dienst bis heute ohne jedes Anzeichen von Schwäche versehen. Zu bemerken ist, dass der Pfeilerkopf hier nach einer Hyperbel geformt ist, das heisst als Körper gleicher Scherfestigkeit (Abb. 11). Bei spätern Ausführungen wurden diese Köpfe flacher gestaltet, als Körper gleicher Biegungsfestigkeit in bezug auf die negativen Momente. In beiden Fällen bestand ein dem natürlichen Kräftespiel entsprechender flüssiger Uebergang von Pfeiler zu Platte.

Die grossen Vorzüge und die konstruktive Bewährung dieser Bauart führte bald zu grössern Ausführungen nicht nur in der Schweiz, sondern auch in Frankreich, Spanien und Russland, von denen einige im Bilde vorgeführt werden (Abb. 12 bis 14). Deutschland blieb mangels behördlicher Sanktion der Bauweise zurück.

Dass diese Entwicklung vom Erscheinen der «Pilzdecke» in Amerika nicht nur unabhängig war, sondern sogar im schärfsten Gegensatz zu ihr sich vollzog, beweist die grundsätzlich verschiedene Auffassung der Bauweise durch die dortigen Ingenieure[2]). Turner erwähnt zwar auch Grashof's Formel und leitet daraus seine Berechnungsweise für das Moment in Plattenmitte ($M = \frac{q\,l^2}{50}$) in mehr origineller als überzeugender Weise ab. Aber er bleibt an der Idee der «Tragrichtungen» hängen und demgemäss glaubt er, dass alle Armierungseisen über die Stützen gehen müssen. Um somit die Platte in ihrer ganzen Ausdehnung armieren zu können, sind nicht nur zwei Scharen Eisen in den Axenrichtungen, sondern zwei weitere in den Diagonalrichtungen nötig, wodurch das «Vierbahnensystem» entstand. Bei den Köpfen sind dann noch weitere Radial- und Ringeisen angeordnet, so dass die ziemlich komplizierte Armierung nach Abb. 3 sich ergab. Charakteristisch für die Turnersche Bauweise ist ferner der harte Uebergang zwischen Pfeilerkopf und Platte (Abb. 15). Am Kopfrande ergeben sich deshalb nicht nur starke Scherspannungen, sondern es finden dort, der grossen negativen Momente wegen, auch sonst allzugrosse Materialbeanspruchungen statt, sofern die Plattenstärke den viel kleinern Biegungsmomenten in Plattenmitte entsprechend bemessen worden ist. Zwar scheint die Armierung am Kopfrand besonders stark; aber das Vorhandensein von vier oder sogar fünf Lagen von Eisen bedingt, dass die untersten etwa in Plattenmitte, statt nahe an der Oberkante zu liegen kommen, so dass sie nicht richtig zur Wirkung gelangen. Aus diesen Gründen zeigten sich bei manchen Ausführungen Mängel in Form von Rissen rings um den Pfeilerkopf, wodurch die Einspannung und damit die Tragfähigkeit der Platte beeinträchtigt wurden, so dass die Bauweise vorerst nicht als einwandfrei gelten konnte und die Entwicklung nicht den Vorteilen entsprach, die in guter Raumausnützung, Belichtung und Lüftung, sowie in ihrer Wirtschaftlichkeit und ihrer raschen Ausführung liegen. Erst durch Einschieben einer «Unterlagsplatte» zwischen Pfeilerkopf und Platte wurden diese Mängel gemildert und damit die «klassische» amerikanische Form geschaffen, die nun auch in Europa Eingang fand (Abb. 16). Den konstruktiv denkenden und fühlenden Ingenieur kann aber die so gewonnene Form nicht befriedigen; er sieht ohne weiteres ein, dass das ausserhalb der punktierten Linie liegende Baumaterial keinen Daseinszweck hat und das klare Kräftespiel nur stören kann, denn einspringende Kanten geben immer Anlass zu unwillkommenen Spannungen. Dabei stellt sich die amerikanische Anordnung nicht nur infolge des grössern Materialaufwandes, sondern auch der schwierigern Schalung wegen teurer als der gerundete Uebergang.

Es ist deshalb vorauszusehen, dass das amerikanische Vierbahnensystem und die ebenfalls aus Amerika stammende Pfeilerkopf-Ausbildung der rationelleren und schöneren «europäischen" Ausführungsart weichen wird.

Hier sei nun noch die Beschreibung einer Belastungsprobe beigefügt, die im Jahre 1925 an einer Decke des Lagerhauses der Freilagergesellschaft in Chiasso ausgeführt worden ist. Sie wurde geleitet vom Direktor der Eidg. Materialprüfungsanstalt, Prof. Dr. *Roš*. Die Abmessungen und die Belastungsweise (mit 50 kg schweren Zementsäcken), sowie die Resultate, sind aus den Abb. 17 bis 22 ersichtlich.

Es wurden gemessen:

Die Durchbiegungen mit Stoppani-Uhren (Abb. 23), Empfindlichkeit $^1/_{100}$ mm) und Zivy-Apparate (Abb. 24), Empfindlichkeit $^1/_{50}$ mm);

Die Neigungen mit Stoppani-Klinometer (Empfindlichkeit zirka 2 Winkel-Sekunden alter Teilung) (Abb. 25) und die Dehnungen mit Dehnungsmessern Okhuizen (Abb. 26, Uebersetzung 1000 : 1, Messlänge 30 cm).
Uebersetzung 1000 : 1, Messlänge 30 cm).

Die Belastung von 2000 kg/m² erfolgte nicht ganz gleichmässig, sondern wurde auf vier etwas klei-

nere Felder konzentriert, so dass jedwede Verspannung im Belastungshaufen vermieden worden ist. Diese Verspannug ist es ja, welche es oft gestattet, die Belastung nach Belieben zu steigern und damit über die Tragfähigkeit der Konstruktionen stark übertriebene Vorstellungen zu vermitteln.

Die Formänderungen sind verhältnismässig gross, was auf die Verwendung von Gussbeton von mässiger Festigkeit und kleinem Elastizitätsmodul zurückzuführen ist. Letztgenannter ergab sich aus Druckversuchen an Probewürfeln in den der Belastung entsprechenden Spannungsgrenzen zu rund 100000 kg/cm². Unter Annahme dieses Wertes und eines um 20% geringeren für den Zugelastizitätsmodul ergeben sich, gestützt auf die direkt gemessenen Dehnungen, folgende Werte der wichtigsten Momente:

In der Mitte der Säulenaxen:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{32{,}3} \text{ und } \frac{p \cdot l^2}{28.4} \text{ d. h. im Mittel } \frac{p \cdot l^2}{30}$$

In der Mitte des Feldes 2:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{43{,}4}$$

Wie man sieht, sind diese Werte kleiner als die beim Versuchsmodell gefundenen von $\frac{p \cdot l^2}{22}$ und $\frac{p \cdot l^2}{37}$ einmal rührt dies davon her, dass beim Versuchsmodell der Säulenkopf nur 0,80 m breit war ($v : l = 0{,}80 : 4{,}00 = 0{,}20$), während hier die Breite 2,0 m betrug ($v : l = 2{,}00 : 5{,}20 = 0{,}38$) und dann ist auch das Verhältnis der Steifigkeit der Pfeiler zur Steifigkeit der Platte ein grösseres als beim Versuchsmodell.

Von der Eidg. Materialprüfungsanstalt wurde eine etwas andere Auswertung vorgenommen, deren Resultate in Abb. 27 wiedergegeben sind. Der Elastizitätsmodul von 169 000 ist dabei ein für elastisches Verhalten abgeleiteter Wert.

Die Momente für gefährlichste Belastung würden sich danach wie folgt ergeben:

In der Mitte der Säulenaxe:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{24} \text{ und } \frac{p \cdot l^2}{20} \text{ d. h. im Mittel } \frac{p \cdot l^2}{22}$$

In der Mitte des Feldes:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{38} \text{ und } \frac{p \cdot l^2}{32} \text{ d. h. im Mittel } \frac{p \cdot l^2}{35}$$

Es bietet einiges Interesse, die in Amerika als zulässig angenommenen Werte damit zu vergleichen. Die vorgeschriebene Grösse der Säulenplatte schwankt dort von 0,3 bis 0,4 und es sind dann zugelassen:

in der Mitte der Säulenaxen:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{27{,}8} \text{ bis } \frac{q \cdot l^2}{40}$$

in Feldmitte:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{60} \text{ bis } \frac{q \cdot l^2}{66{,}6}$$

Die Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton schreiben unter Vorbehalt besonderer Berechnungsweisen folgende Werte vor:

in der Mitte der Säulenaxen:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{13}$$

in Feldmitte:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{16}$$

Die amerikanischen Vorschriften erscheinen etwas kühn, auch wenn berücksichtigt wird, dass das Eigengewicht einbezogen ist. Die Belastungsproben, auf welchen diese Koeffizienten beruhen, sind eben wohl ohne völlige Trennung der Last in Oeffnungsmitte durchgeführt worden. Dass die dortigen Konstruktionen in neuerer Ausführungsform trotzdem befriedigen, mag darauf zurückzuführen sein, dass eben auch in der Praxis die Lasten nie in so gefährlicher Form aufgebracht werden, wie bei unserer Belastungsprobe.

Wenn dagegen die deutschen Vorschriften nicht prohibitiv wirken, so ist das nur den vielen Vorzügen der Bauweise zuzuschreiben, die auch über nennenswerte Mehrkosten hinwegsehen lassen.

**Anmerkungen:**

[1]) Die in der „Schweiz. Bauzeitung" erschienenen Ausführungen sollen hier mit Erweiterungen, die auf die Versuche Bezug haben, wiedergegeben werden.

[2]) Vergleiche C. A. P. Turner, „Concrete Steel Construction", Minneapolis 1909.

Abb. 1. Erste Versuche mit unterzuglosen Decken.
Ausgeführt 1908 von *Maillart & Cie.* auf ihrem Werkplatz in Zürich.

Abb. 7. Messvorrichtung.

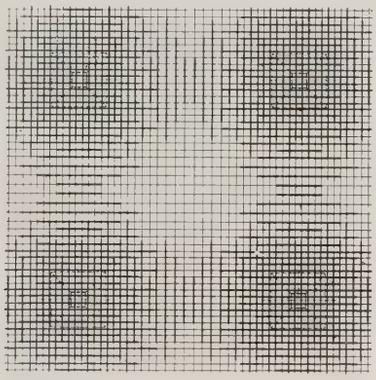


Abb. 2.
Zweibahnen-System Maillart.
Oben liegende Eisen dick gezeichnet.

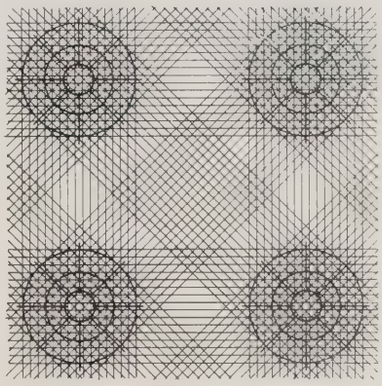


Abb. 3. Deckenarmierung
nach dem amerik. Vierbahnen-System.

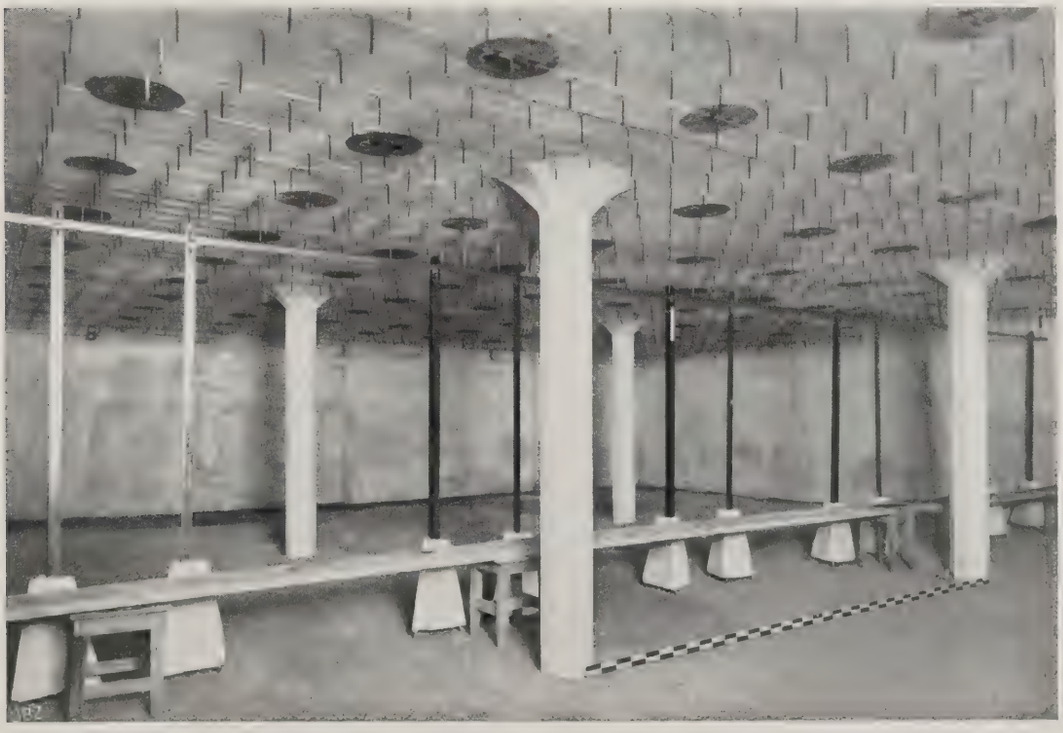


Abb. 4. Zweites Pilzdecken-Versuchsmodell von *Maillart & Cie.* Untersicht mit Messpunkten.

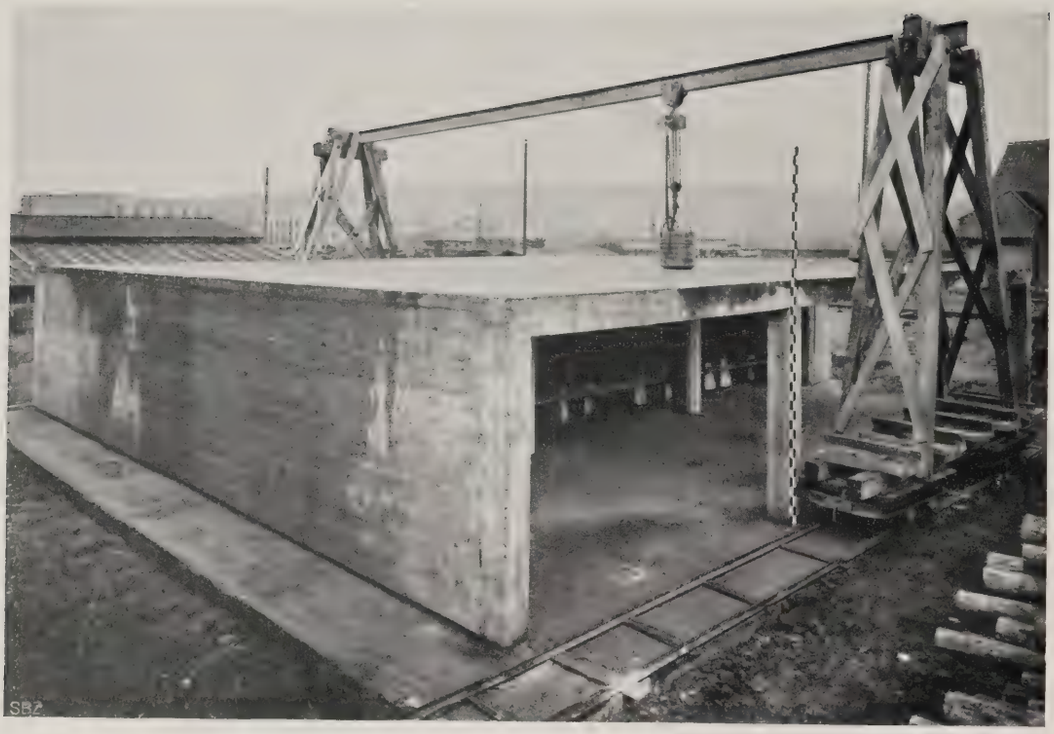
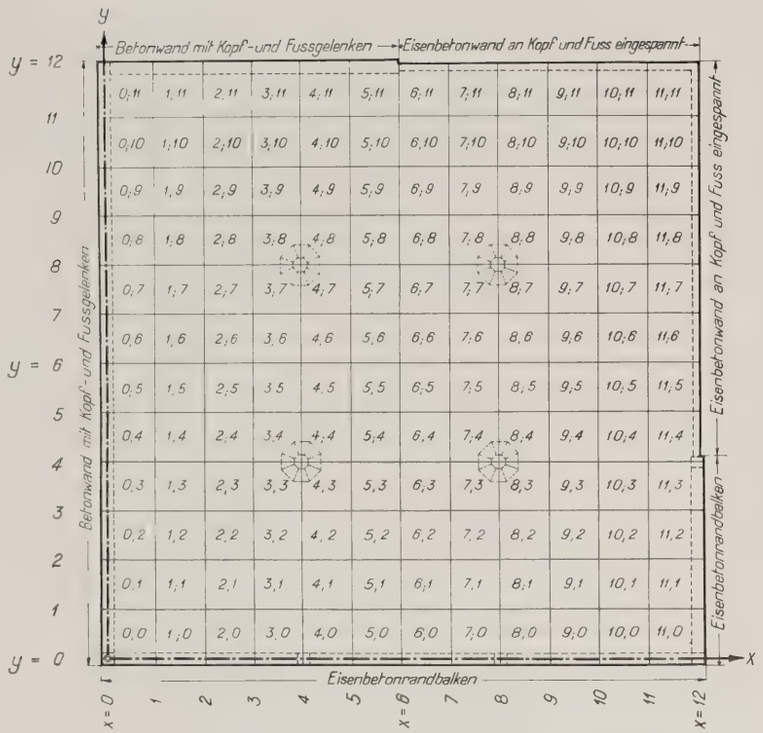
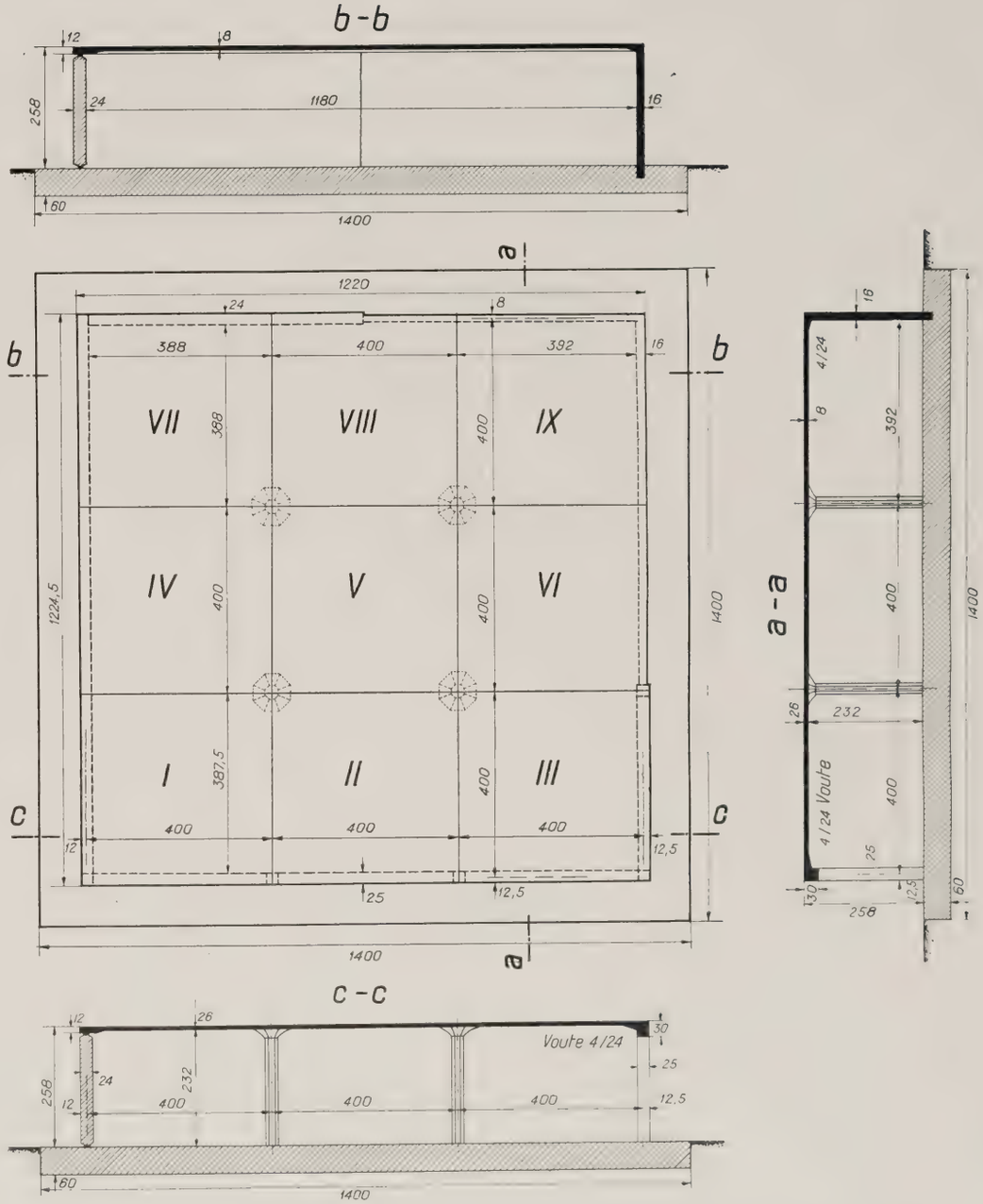


Abb. 5. Zweites Pilzdecken-Versuchsmodell von *Maillart & Cie.*
Bewegliche Einzellast von 1000 kg (Bleigewicht).

Abb. 11. Pilzdecken für 2000 kg/m² im Lagerhaus Giesshübel der Zürcher Lagerhausgesellschaft.
Erbaut 1910 durch *Maillart & Cie.* in Zürich.




Feldereinteilung der Einzellast. Anordnung der Auflagerungen.




Feldereinteilung für die Feldbelastung. Grundriss mit Fundamentplatte. Querschnitte.

Abb. 6. Versuchsmodell.

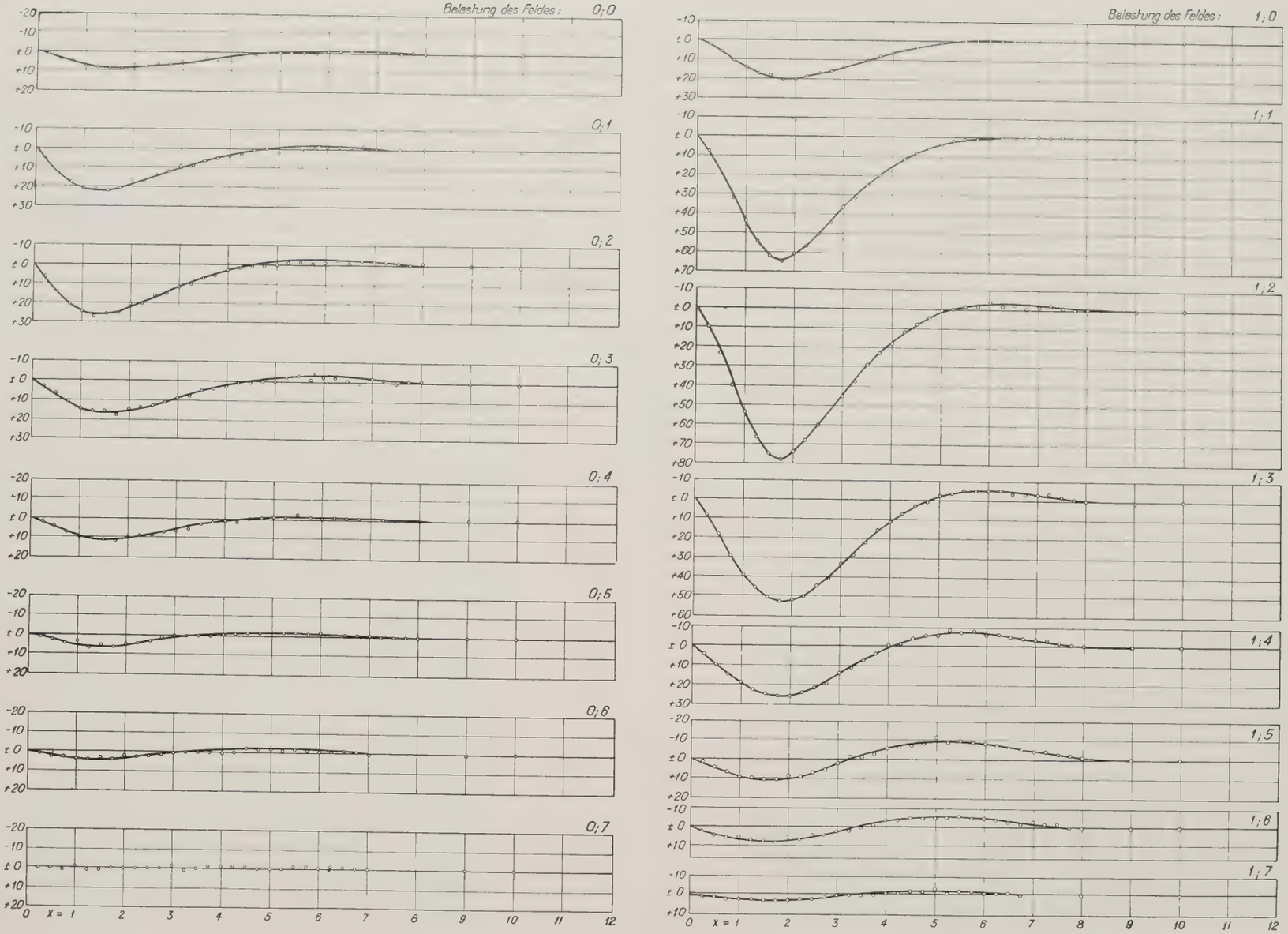



Abb. 8. Durchbiegungslinien für $y = 2$ des Versuchsmodells. Einflusslinien der Durchbiegung.

$P = 1000$ kg. Zahlen in $\frac{1}{100}$ mm.

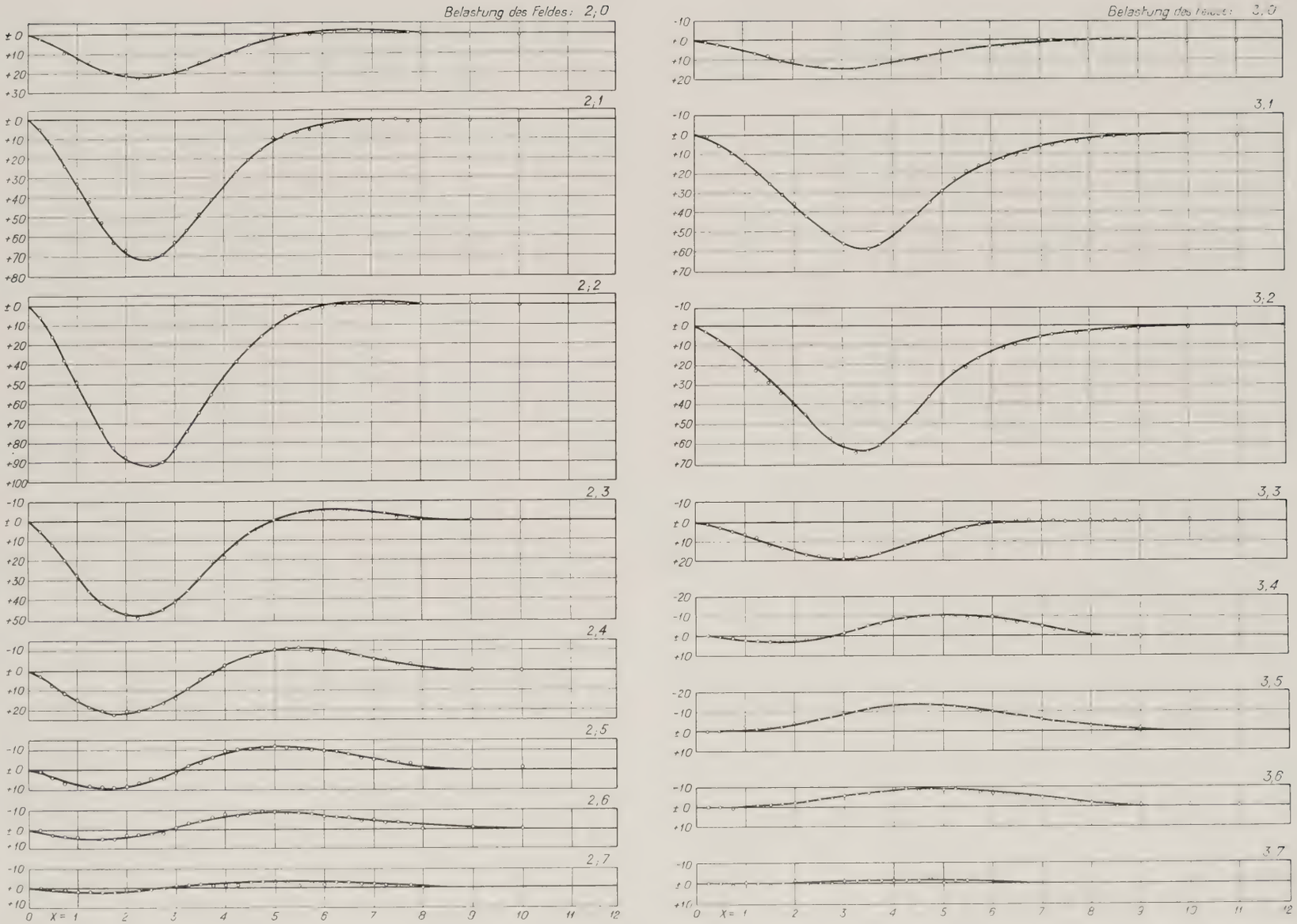



Abb. 8. Durchbiegungslinien für $y = 2$ des Versuchsmodells. Einflusslinien der Durchbiegung.

$P = 1000$ kg. Zahlen in $\frac{1}{100}$ mm.

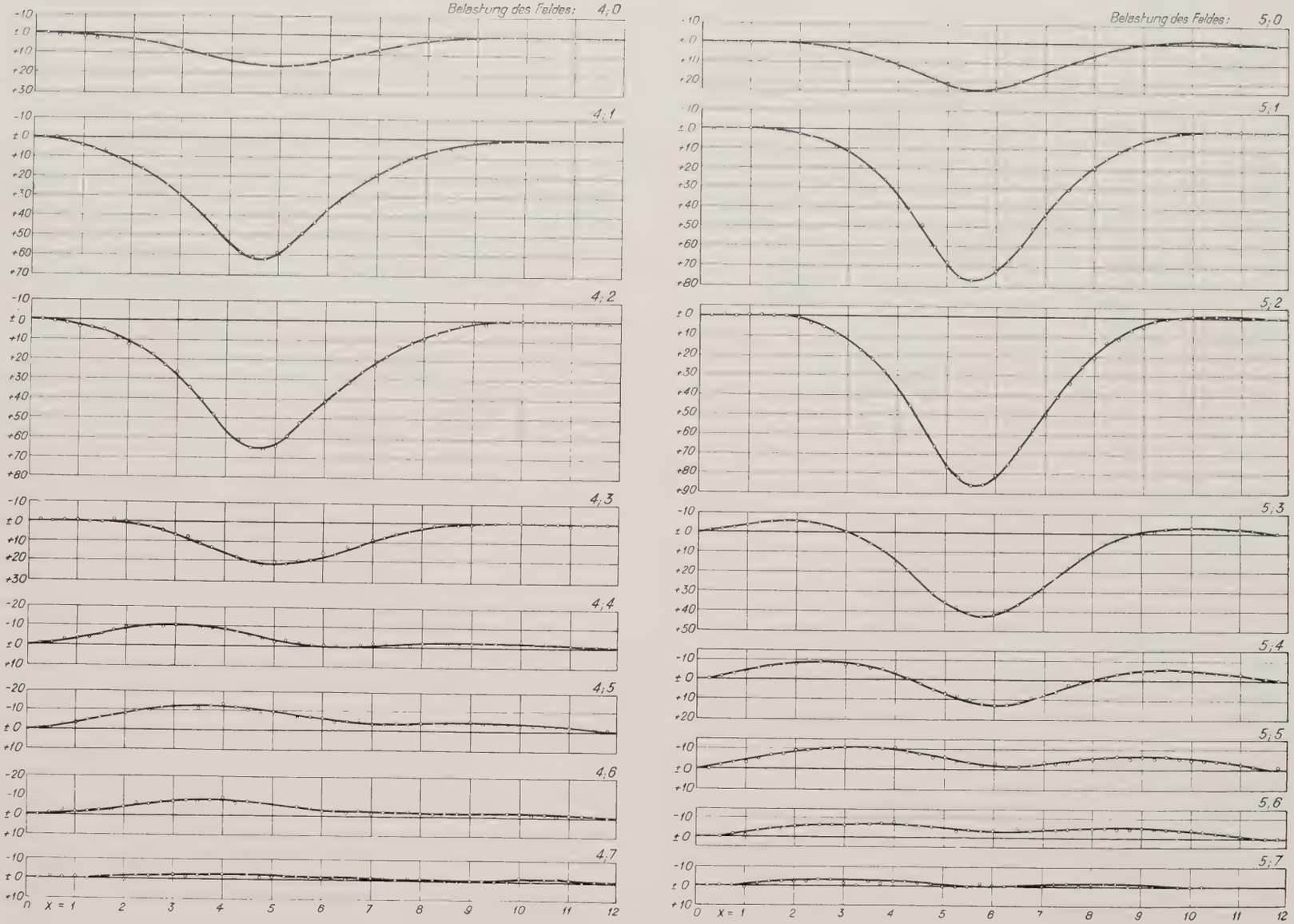



Abb. 8. Durchbiegungslinien für $y = 2$ des Versuchsmodells. Einflusslinien der Durchbiegung.

$P = 1000$ kg. Zahlen in $\frac{1}{100}$ mm.

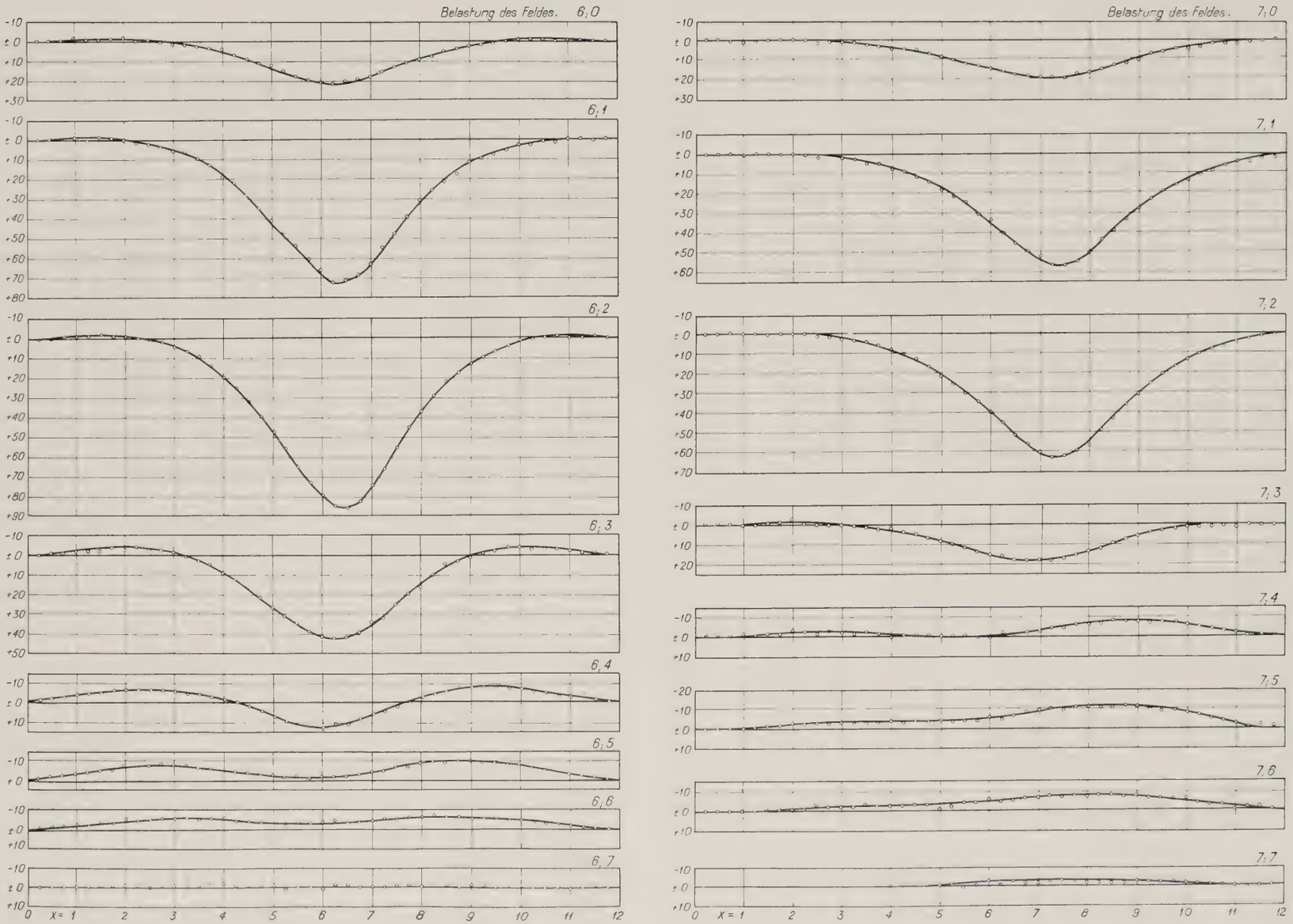



Abb. 8. Durchbiegungslinien für $y = 2$ des Versuchsmodells. Einflusslinien der Durchbiegung.

$P = 1000$ kg. Zahlen in $\frac{1}{100}$ mm.

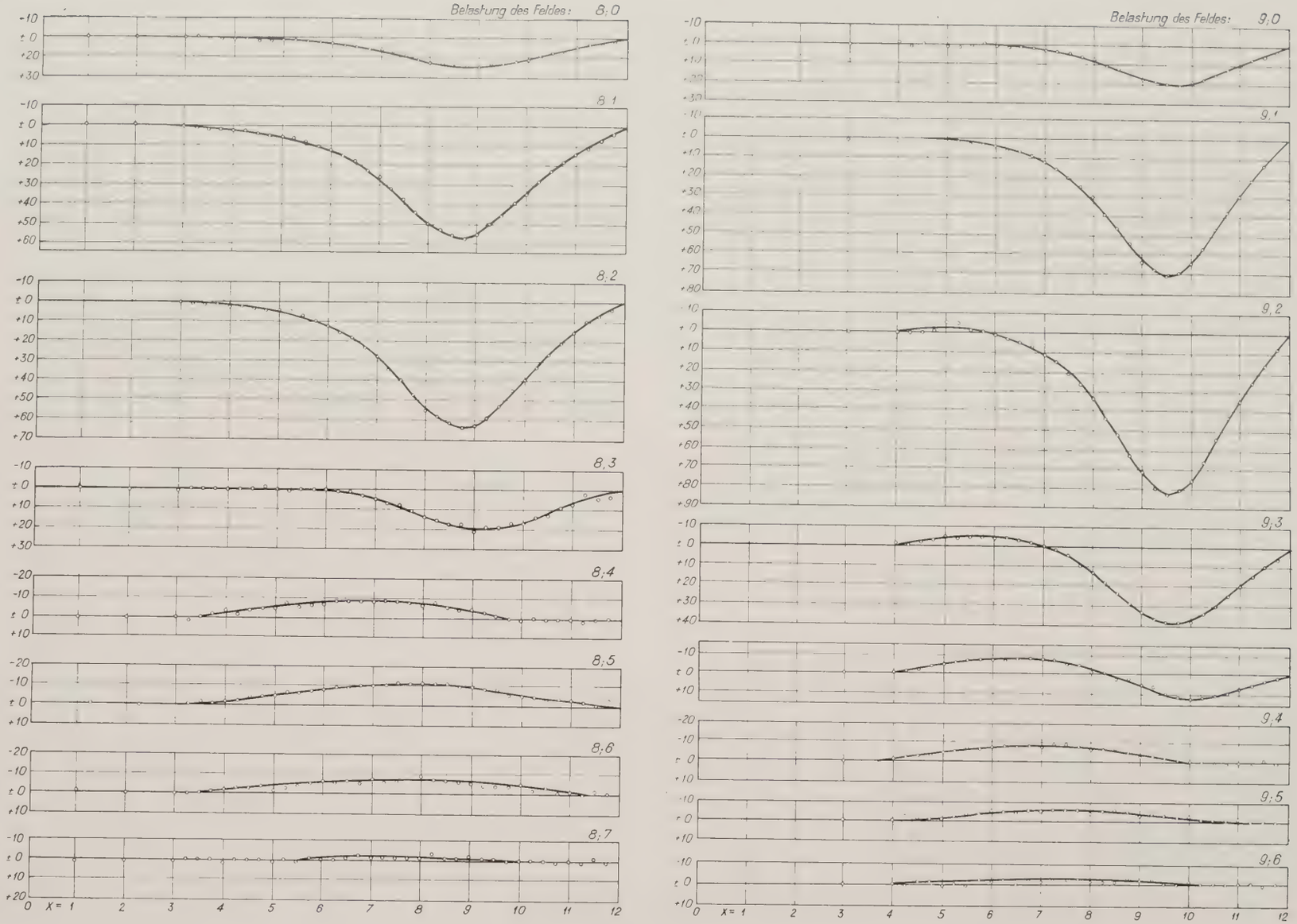



Abb. 8. Durchbiegungslinien für $y = 2$ des Versuchsmodells. Einflusslinien der Durchbiegung.

$P = 1000$ kg. Zahlen in $\frac{1}{100}$ mm.

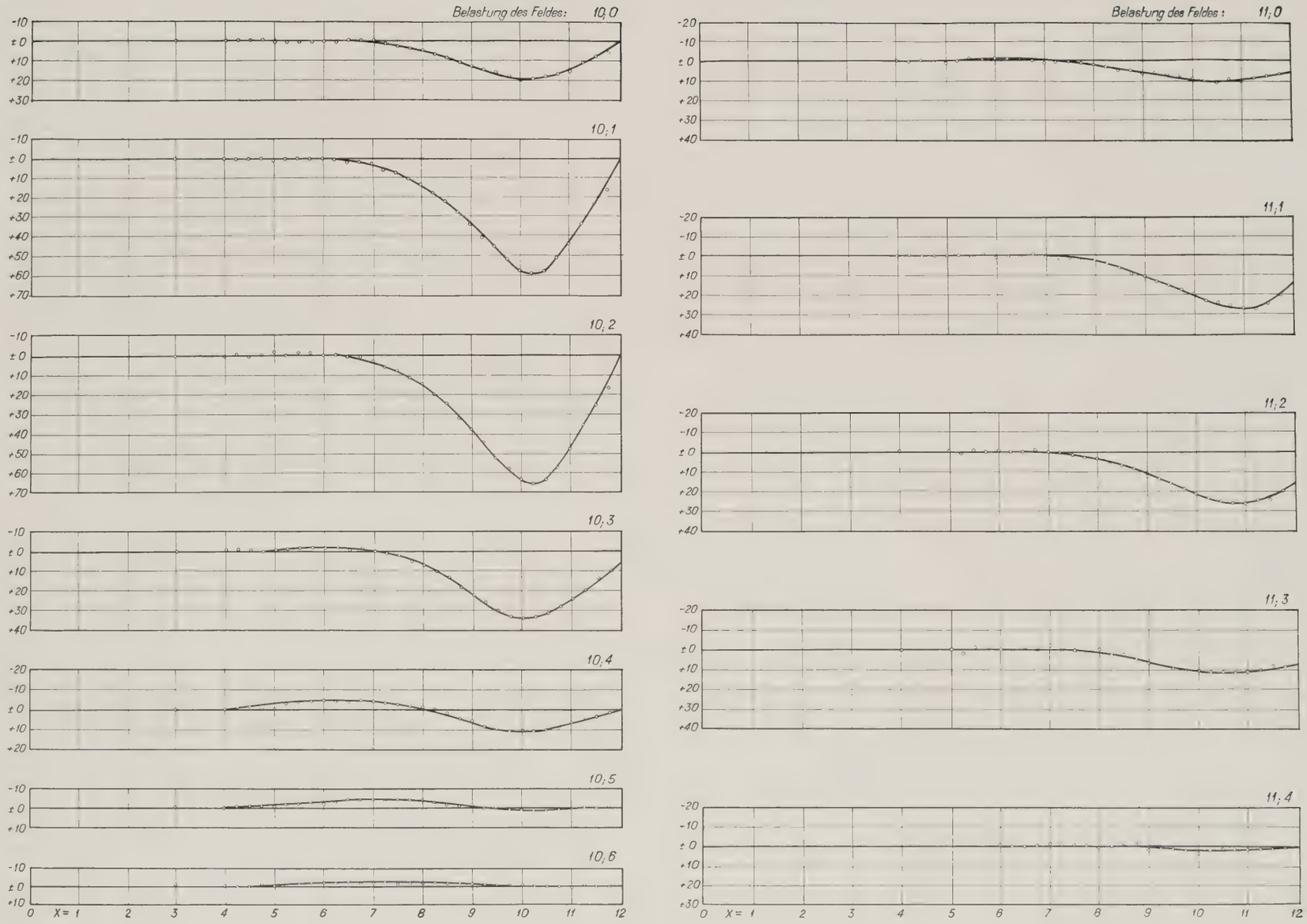



Abb. 8. Durchbiegungslinien für $y = 2$ des Versuchsmodells. Einflusslinien der Durchbiegung.

$P = 1000$ kg. Zahlen in $\frac{1}{100}$ mm.

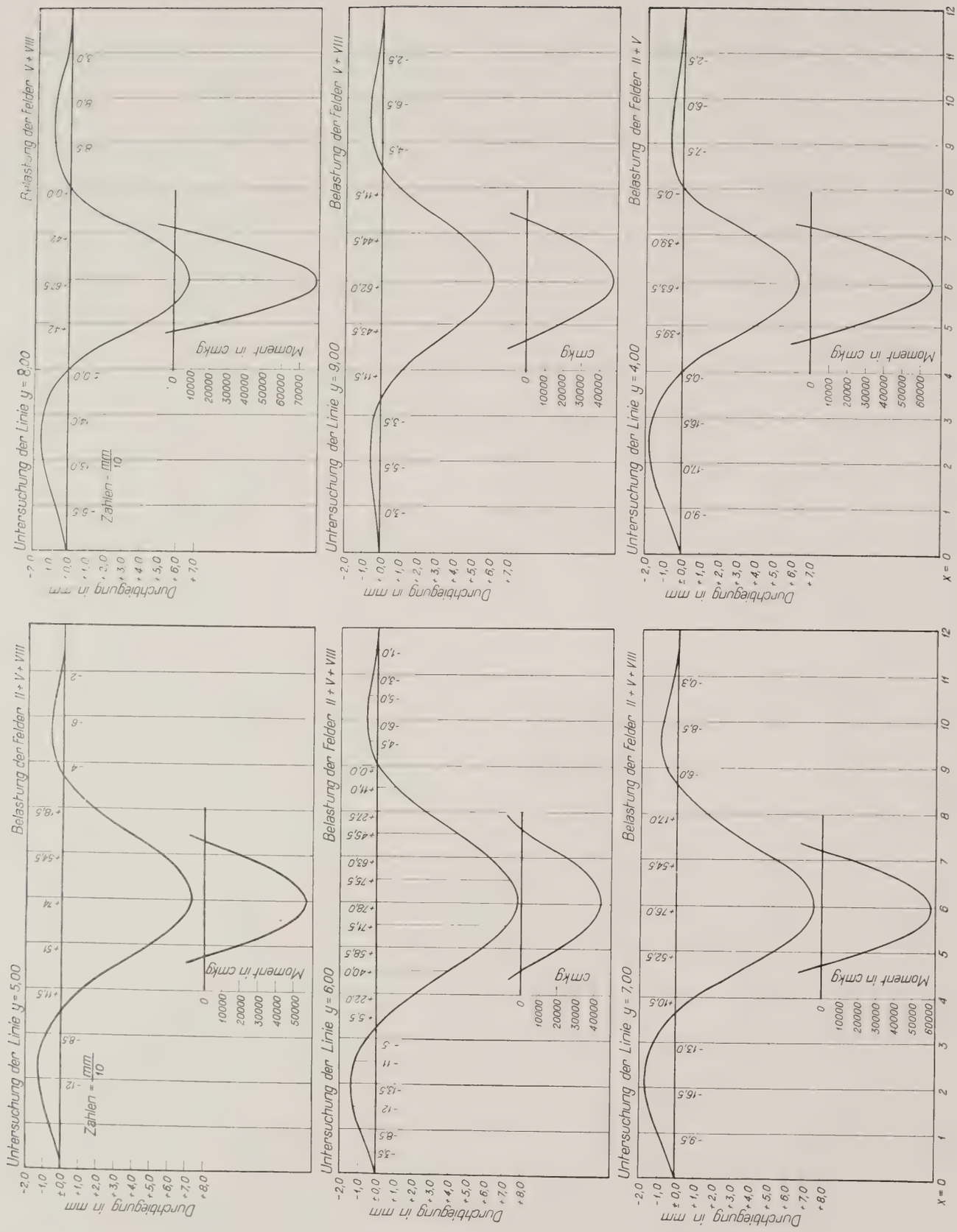



**Abb. 9. Ungünstigste Belastungsfälle. Durchbiegungen und Momente.**

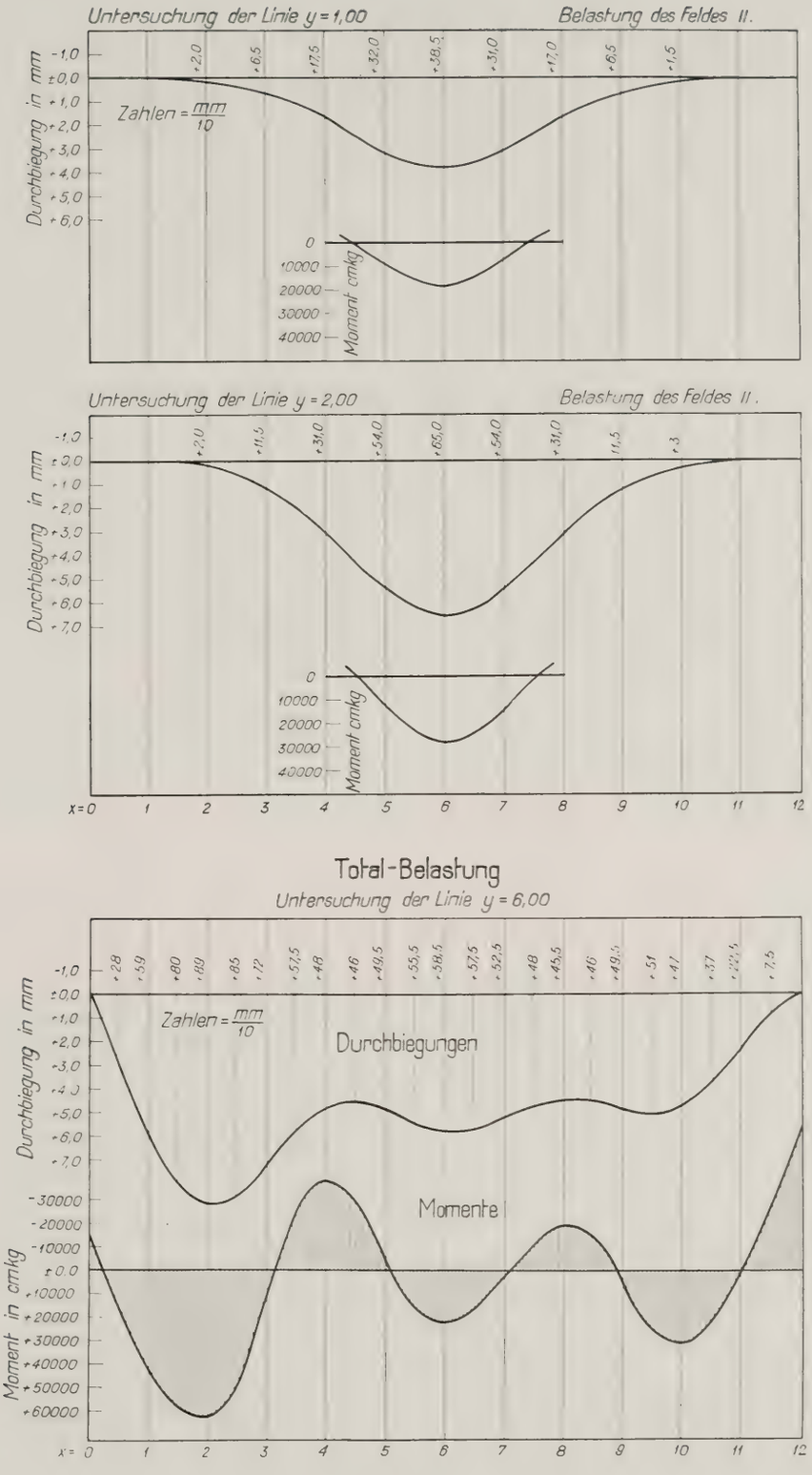



Abb. 10. Vollbelastung des Versuchsmodells.
Durchbiegungen und Momente.

Abb. 12. Lagerhaus im Hafen von Petrograd. Dachgeschoss.

Abb. 13. Lagerhaus am Bahnhof Chiasso. Mittelgeschoss.

Abb. 14. Lagerhaus Cailler in Broc. Mittelgeschoss.

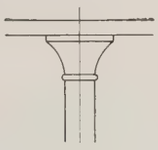


Abb. 15.

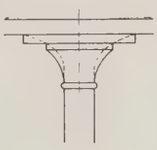


Abb. 16.

Abb. 20. Lagerhaus Chiasso.
Probebelastung.

Abb. 21. Lagerhaus Chiasso.
Messapparate unter der Probebelastung.

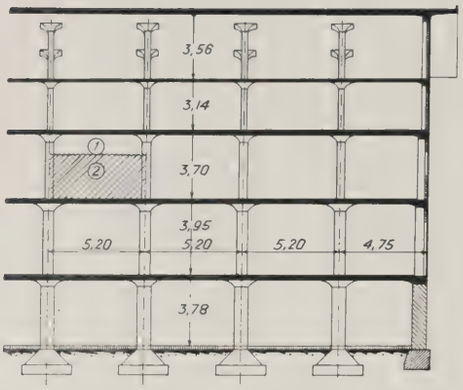



Abb. 18. Lagerhaus Chiasso. Längsschnitt.

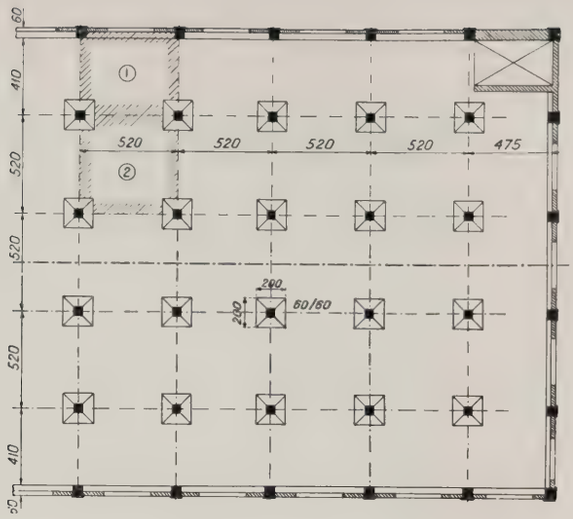



Abb. 17. Lagerhaus Chiasso. Grundriss.

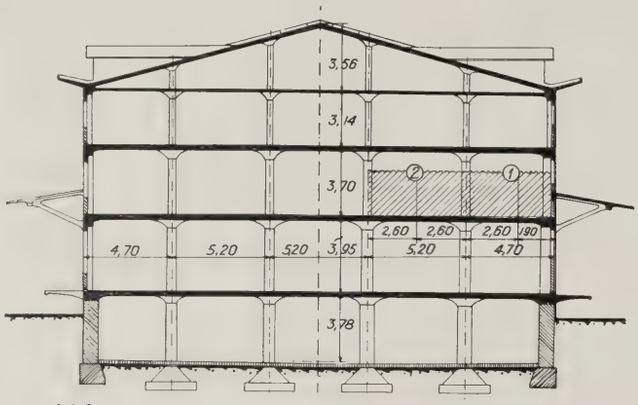



Abb. 19. Lagerhaus Chiasso. Querschnitt.

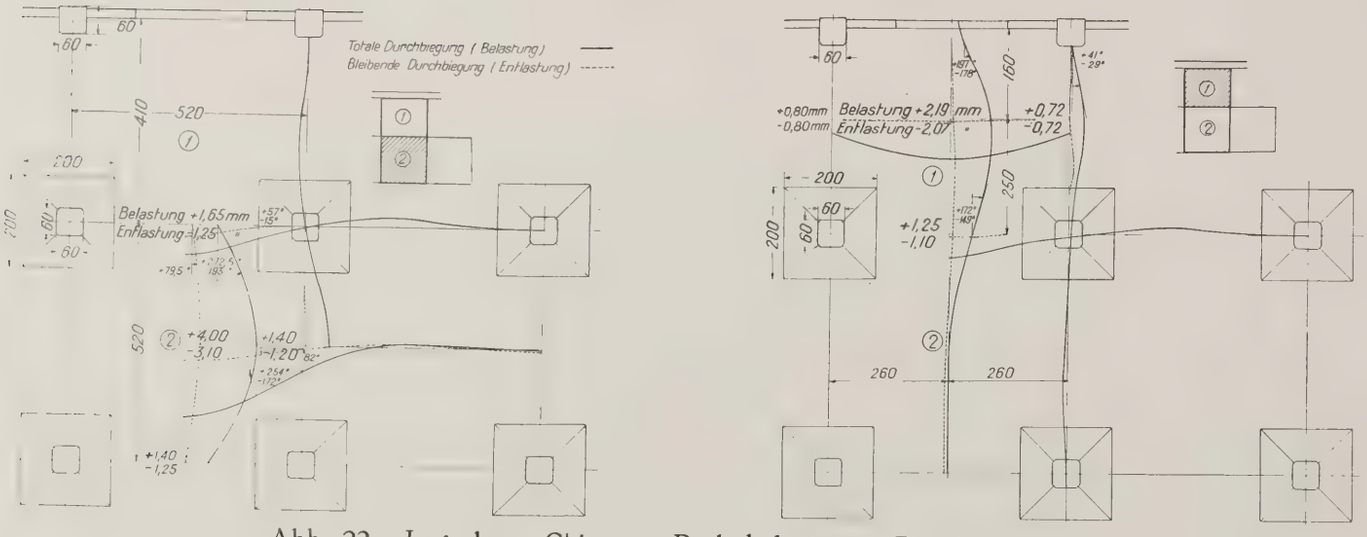



Abb. 22. Lagerhaus Chiasso. Probebelastung. Durchbiegungen.

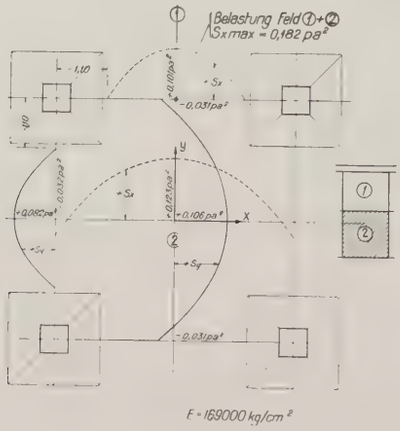



Abb. 27. Lagerhaus Chiasso. Probebelastung. Biegungsmomente.

Abb. 23. Durchbiegungsmesser Stoppani.

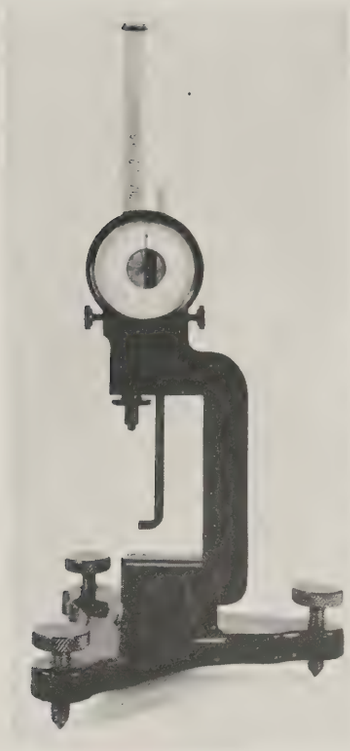


Abb. 24. Durchbiegungsmesser Zivy.

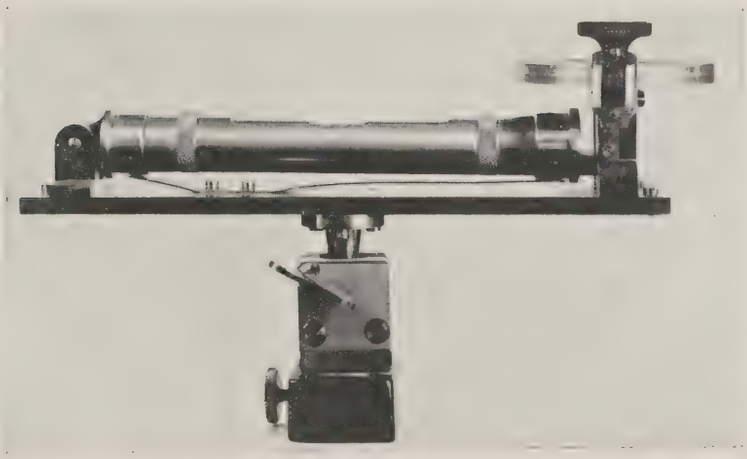


Abb. 25. Klinometer Stoppani.

Abb. 26. Dehnungsmesser Okhuizen-Huggenberger.

EIDGENÖSSISCHE MATERIALPRÜFUNGSANSTALT AN DER E. T. H. IN ZÜRICH

LABORATOIRE FÉDÉRAL D'ESSAI DES MATÉRIAUX ANNEXÉ A L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE ZURICH

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Temperaturbeobachtungen an ausgeführten Betonbauwerken der Schweiz.

Von Ing. *Ed. Stadelmann*, Zürich. Ingenieur bei der E. M. P. A.

# ERRATA.

Seite 4, Spalte links, 20. Zeile von oben: $r = \frac{d}{a\ (\vartheta_1 - \vartheta_2)}$ statt $\frac{a\ (\vartheta_1 - \vartheta_2)}{d}$

Seite 4, Spalte links, 26. Zeile von oben: $f = \frac{P \cdot l^3 \cdot 5}{E \cdot J \cdot 384'}$ statt $\frac{P \cdot l \cdot 5}{E \cdot J \cdot 384'}$

Seite 4, Spalte links, 2. Zeile von unten:
$\vartheta_1 - \vartheta_2 = 11{,}5^0$ statt $\vartheta_2 - \vartheta_2 = 11{,}5^0$

Seite 4, Spalte rechts, 19. Zeile von oben:

$$\frac{1}{k} = \frac{2}{\text{a}} + \frac{d}{\lambda} \left( \text{z. B. } \frac{2}{9{,}7} + \frac{d}{\lambda} \right)$$

# Temperaturbeobachtungen an ausgeführten Betonbauwerken der Schweiz.

Von Ing. *Ed. Stadelmann*, Zürich. Ingenieur bei der E. M. P. A.

## Allgemeines.

Die schweizerischen Vorschriften über Bauten in armiertem Beton [1]), aufgestellt von der schweizerischen Kommission des armierten Betons, schreiben über den Einfluss der Temperatur vor, dass bei Bauten im Freien, insofern dadurch innere Spannungen in der Konstruktion verursacht werden, ein Unterschied von ± 15 ° C in bezug auf die mittlere Herstellungstemperatur zu berücksichtigen ist. Als Wärmeausdehnungszahl wird dabei $\alpha = 0{,}0000125$ angenommen; die Vorschriften bestehen zu Recht seit 1909 für die ganze Schweiz.

In den neuen Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, September 1925 [2]) sind die Grenzen der durch Aenderung der Lufttemperatur bedingten Temperaturschwankung in den Bauteilen je nach den klimatischen Verhältnissen in Deutschland —5 bis —10 ° und + 25 bis + 30 ° anzunehmen. Im Festigkeitsnachweis ist in der Regel mit einer mittleren Temperatur bei der Ausführung von + 10 ° und demnach mit einem Temperaturunterschied von 15 bis 20 ° zu rechnen. Die Wärmeausdehnungszahl für Beton ist nach den deutschen Vorschriften mit $\alpha = 0{,}00001$ anzunehmen.

In der Tat sind die klimatischen Verhältnisse in Deutschland sehr unterschiedlich: mild und ausgeglichen im Westen (Rheinland), mehr kontinental im Osten (Schlesien), daher ist die Differenzierung des Temperaturunterschiedes begründet. Dass diese Unterscheidung für die Schweiz fehlt, ist auf den ersten Blick verwunderlich, da doch anzunehmen ist, dass Süd- und Nordfuss der Alpen, Jura, Mittelland und die Alpen selbst verschiedenes Klima und Temperaturverhältnisse besitzen. In Wirklichkeit jedoch sind die extremen Jahresschwankungen der Lufttemperatur für die verschiedenen Landesgegenden nahezu gleich gross. Sie bewegen sich zwischen 42 bis 58 ° C, im Mittel um 50 ° C herum (siehe Abb. 1). Dabei sind dies die Unterschiede zwischen den extremen Temperaturen, welche selten lange andauern; die Jahresunterschiede zwischen den mittleren maximalen und minimalen Tagestemperaturen eines Jahres betragen nur noch rund 80 % dieser Zahl, also zirka 40 ° C.

Mit der Meereshöhe und mit der geographischen Lage verändert sich jedoch die auftretende Minimaltemperatur stark (Fig. 1). Grosse Unterschiede von Ort zu Ort weisen ferner die Tagesschwankungen der Lufttemperaturen auf. So beträgt diese Schwankung:

| | | | |
|---|---|---|---|
| in Zürich | 480 m über Meer | in Max. | 11,8 ° C |
| im Wäggital | 800 „ „ „ | „ „ | 28,0 ° C |
| in Langwies | 1320 „ „ „ | „ „ | 17,0 ° C |
| in Barberine | 1800 „ „ „ | „ „ | 25,0 ° C |
| auf dem Säntis | 2500 „ „ „ | „ „ | 5,2 ° C |

## A. Theoretische Grundlagen.

Die Temperaturschwankungen verursachen Längenänderungen aller Baumaterialien, und wo sich diese Längenänderungen nicht frei ausspielen können, entstehen Materialbeanspruchungen. Es kommt sodann in der Regel vor, dass die Temperatur nicht allseitig gleich stark einwirkt, man denke an Sonnenbestrahlung und Schatten, an Wind auf freie Konstruktionen, an die ungleichen Temperaturen der Luft- und Wasserseite von Talsperren; dadurch entstehen in den Mauerquerschnitten verschiedene Dehnungen und folglich wiederum zusätzliche Nebenspannungen.

Wenn schon diese Vorgänge bereits lange bekannt sind, so haben doch erst in neuerer Zeit, insbesondere durch Arbeiten des Forschungsheimes für Wärmeschutz in München, die Untersuchungen über die Grössen des Ausdehnungskoeffizienten, der Wärmeleitzahl, der Wärmedurchgangszahl, der Uebergangszahl, der spezifischen Wärme von Baumaterialien, namentlich auch von Beton, Klarheit verschafft.

Im folgenden sei daher etwas näher auf diese Zahlenwerte für Beton eingetreten [3]):

$c$ = spezifische Wärme = für Beton im Mittel 0,25 Cal/kg. Grad.

$\lambda$ = Wärmeleitzahl in Cal/m. Std. Grad. Sie ist abhängig von der Güte der Verarbeitung des Betons, d. h. vom Raumgewicht und vom Feuchtigkeitsgehalt:

| | | trocken | nass |
|---|---|---|---|
| Raumgewicht | $\gamma = 1{,}8$ | $\lambda = 0{,}77$ | $\lambda = 0{,}95$ |
| | 2,0 | 0,89 | 1,03 |
| | 2,2 | 1,00 | 1,08 |
| | 2,3 | 1,05 | 1,10 |
| | 2,4 | 1,07 | 1,10 |

$a$ = Uebergangszahl in Cal/m². Std. Grad für eine Betonwand an der freien bewegten Luft ist $a = 9{,}6 + 0{,}065 \triangle t^0$. In einem geschlossenem Raum ist $a = 7{,}6 + 0{,}045 \triangle t^0$.

$k$ = Wärmedurchgangszahl in Cal/m². Std. Grad. Dieser Wert ist abhängig von der Mauerstärke und vom Temperaturabfall.

Für die Praxis ist es ebenso wichtig, die Wärmedurchgangszahl als die Wärmeleitzahl zu kennen, da wir es häufig mit dem Uebergang der Wärme von einem Medium in ein anders zu tun haben.

### *1. Wärmedurchgang.*

Ist eine Betonwand die Trennung zweier ungleich warmer Lufträume, deren Temperaturen $t_1$ und $t_2$ sind, wobei $t_1$ grösser als $t_2$ ist, so findet durch die Wand ein Wärmeaustausch statt.

Dieser Wärmeaustausch $Q$ ist seiner Grösse nach proportional zur Oberfläche $O$ der Wand; proportional der Zeitdauer $z$ des Austausches und umgekehrt

proportional zur Mauerstärke $d$ [4]). Ausser der Mauerdicke $d$ ist aber noch der Uebergang von Wand zu Luft zu berücksichtigen, wobei

Gl. 1) $$\frac{1}{k} = \frac{1}{a_1} + \frac{d}{\lambda} + \frac{1}{a_2}$$

Die Kalorienmenge $Q$ wird durch folgende Gleichung ausgedrückt:

Gl. 2) $$Q = k \cdot (t_1 - t_2) \cdot O \cdot z$$

Die Temperaturen der Wandoberfläche $\vartheta$ sind nicht diejenigen der Luft; sondern sie bleiben auf der wärmern Seite etwas zurück, sind auf der kältern Seite dagegen etwas höher.

Gl. 3) $$\vartheta_1 = t_1 - \frac{k}{a_1}(t_1 - t_2) \qquad \vartheta_2 = t_2 + \frac{k}{a_2}(t_1 - t_2)$$

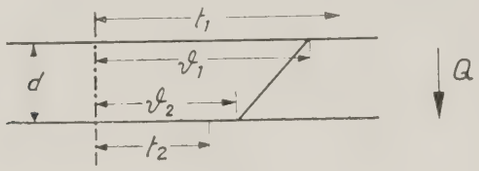



Abb. 2

Kann die Wand sich frei bewegen und ist sie elastisch, so bewirkt die Temperaturdifferenz $\vartheta_1 - \vartheta_2$ eine Verkrümmung der Wand. Die Aussenfasern erhalten die Längen

$$l \cdot \left(1 \pm \alpha \cdot \frac{\vartheta_1 - \vartheta_2}{2}\right)$$

vereinfacht dargestellt, verkrümmt sich die Wand nach dem Halbmesser:

$r = \frac{\alpha\,(\vartheta_1 - \vartheta_2)}{d}$ und die Durchbiegung wird $f = \frac{l^2}{8 \cdot r}$

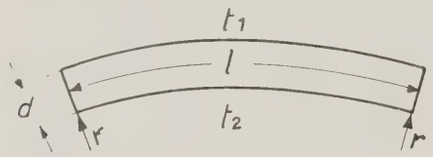



Abb. 3

Handelt es sich um einen vertikalen Träger, so braucht es, um die Verkrümmung aufzuhalten, eine gleichmässig verteilte Kraft, welche eine Durchbiegung gleicher Grösse im entgegengesetzten Sinne als die Temperatur verursacht, somit

$$f = \frac{P \cdot l \cdot 5}{E \cdot J \cdot 384}, \text{ daraus folgt, dass}$$

Gl. 4) $$P = \frac{4 \cdot \alpha\,(\vartheta_1 - \vartheta_2)\, E \cdot h \cdot d^2}{5 \cdot l}$$

wobei $h$ = Trägerhöhe bedeutet.

*Zahlenbeispiel:*

Annahmen: ruhiger, warmer Innenraum $t_1 = +20^0$ C
aussen, bewegte Luft $t_2 = -20^0$ C
$l = 10$ m; $h = 1$ m; $d = 0{,}1$ m;
$E = 35 \cdot 10^8$ kg/m²
$a_1 = 7{,}6$; $a_2 = 9{,}7$ Cal/m². Std. Grad, somit wird $k = 3{,}04$.

Die Oberflächentemperaturen der Mauer sind also:

$$\vartheta_1 = +20 - 16{,}0 = +4{,}0^0 \text{ und}$$
$$\vartheta_2 = -20 + 12{,}5 = -7{,}5^0$$

Die Temperaturdifferenz in der Mauer ist daher:

$$\vartheta_2 - \vartheta_2 = 11{,}5^0$$

$$P = \frac{4 \cdot 0{,}00001 \cdot 11{,}5 \cdot 35 \cdot 10^8 \cdot 1 \cdot 0{,}01}{5 \cdot 10} = 322 \text{ kg}$$

$$\beta_b = \pm \frac{322 \cdot 10 \cdot 3}{4 \cdot 1 \cdot 0{,}01} = \pm 241\,500 \text{ kg/m}^2 = \pm 24{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

Wie ersichtlich, können infolge von Temperaturdifferenzen erhebliche Materialbeanspruchungen erfolgen. Daraus ergeben sich stets Deformationen und durch teilweise Verhinderung derselben infolge der Reibung oder der Einspannungen entstehen zusätzliche Spannungen.

2. *Erwärmung oder Abkühlung einer Betonwand.*

$t_1$ = Umgebungstemperatur, wobei angenommen wird, dass die Kalorienmenge der Umgebung unbegrenzt gross sei.

$t_2$ = ursprüngliche Wandtemperatur.

$t_1$ sei grösser als $t_2$.

$t_z$ = Temperatur in Wandmitte nach Verlauf der Zeit $z$.

$\vartheta$ = Oberflächentemperatur $= t_1 - \frac{k}{a}(t_1 - t_2)$.

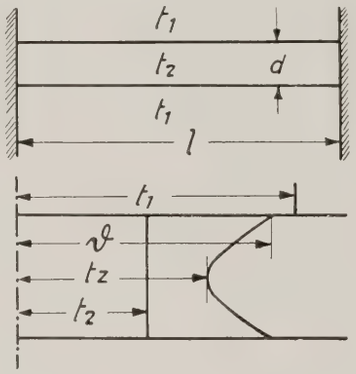



Abb. 4

Wir erhalten für Wandmitte folgende Verhältnisse:
$Q = k \cdot (t_1 - t_2) \cdot O \cdot z$, wobei

$$\frac{1}{k} = \frac{2}{a} + \frac{d}{\lambda} = \frac{2}{9{,}7} + \frac{d}{\lambda}$$

Die Kalorienzahl, welche von aussen zugeführt werden muss, ist $Q = \gamma \cdot V \cdot c \cdot (t_1 - t_2)$, daraus folgt, dass $k \cdot O \cdot z = c \cdot \gamma \cdot V$, dabei ist $O$ = Oberfläche, $V$ = Volumen der Wand.

*Beispiel: eingespannter Träger.*

War der Träger anfänglich spannungslos, so hat er sich nun infolge der Temperaturerhöhung um $\alpha \cdot l \cdot (t_1 - t_2)$ verlängert. Ist die Einspannung eine vollkommene und kann sich der Träger nicht ausbiegen, so bewirkt die Temperaturerhöhung eine Druckspannung von $\beta_d = \alpha \cdot E \cdot (t_1 - t_2)$; d. h. jeder Grad Temperaturerhöhung bewirkt eine Druckspannung, jeder Grad Temperaturerniedrigung eine Zugspannung von zirka 3,5 kg/cm².

Auch hier ist zu sagen, dass die Natur keine ganz unbeweglichen Einspannungen, noch ganz starre Träger kennt. Jedoch ist bei Temperaturabnahme die Rissgefahr nicht ausgeschlossen, wenn man die geringe Zugfestigkeit von Beton berücksichtigt.

3. *Temperatureinwirkung von innen.*

Nachdem über die allgemeine Wärmetheorie gesprochen worden ist, soll nachfolgend noch einiges über die thermischen Vorgänge während des Abbindens des Zementes berichtet werden. Um diese Abbindevorgänge einigermassen erkennen zu können, wurden von Prof. *P. Joye* in Fribourg, sowie neuerdings an der E. M. P. A., umfangreiche Versuche durchgeführt, indem die Temperaturzunahme beim

Abbinden reiner Zemente, sowie von Mörteln untersucht worden sind [5]).

Die Resultate dieser Versuche sind auf den Abb. 5, 6 und 7 dargestellt worden. Kurz zusammengefasst hat sich folgendes herausgestellt:

Die Abbindetemperatur eines Zementes nimmt mit zunehmender Zementmenge zu, gleichzeitig mit der Temperaturerhöhung wird die Abbindezeit verkürzt (Abb. 5).

Die höchste Abbindetemperatur eines Zementes wird erreicht mit einem Wasserzusatz von 25% des Zementgewichtes. Ist der Zusatz kleiner, so erniedrigt sich die Temperatur nur wenig, bei Vergrösserung der Wassermenge über 25% hinaus fällt die Temperatur jedoch rasch. Die Abbindezeit nimmt zu mit der Erhöhung des Wasserzusatzes (Abb. 6).

Mit zunehmnder Anfangs- und Umgebungstemperatur steigt die Abbindetemperatur; so wurden Temperaturen bis zu etwas über 100 ° C beobachtet (Abb. 7). Die Abbindezeit wird mit zunehmender Anfangstemperatur und bei gleichbleibender Wassermenge kürzer; sie nimmt jedoch wieder zu, wenn letztere vergrössert wird. Ist die Umgebungstemperatur unmittelbar über dem Frostpunkt, so wird der Abbindeprozess ungewöhnlich lange verzögert, ja es braucht schon eine längere Zeit (bis 12 Stunden), bis er überhaupt einsetzt (Abb. 8). Dabei erreicht die Abbindetemperatur nur eine ganz unbedeutende Grösse. Parallel mit dieser Erscheinung bleibt die Druckfestigkeit eines solchen Portlandzementes gegenüber bei in normalen Temperaturen erhärteten Zementen sehr zurück.

Abb. 9 zeigt für einen Portlandzement, gleiche Sorte und gleiche Menge, jedoch mit verschiedenem Wasserzusatz und verschiedener Umgebungs- und Anfangstemperatur den Verlauf der Temperaturerhöhungen während des Abbindens.

Auf Abb. 10 sind die Temperaturmessungen dargestellt worden, gemessen an der jeweils gleich grossen Zementmenge in Normalbreikonsistenz und bei gleichen äussern Verhältnissen von einem normalen Portlandzement, einem hochwertigen Portlandzement und einem Tonerdezement. Der normale Portlandzement zeigte die geringste Temperaturerhöhung und die längste Abbindezeit, der Tonerdezement die grösste Erhöhung von 95 ° C und die kürzeste Abbindezeit.

Die sichtbare Erhärtung (die Bindezeit) des Zementes, gemessen mit der *Vicat*-Nadel, wurde jeweils früher erreicht als die maximale Temperaturerhöhung.

Die oben beschriebenenVersuche sind mit reinem Zement ausgeführt worden; auf Abb. 11 sind nun noch zwei Versuche mit Mörteln 1 : 3 in plastischer Konsistenz dargestellt worden. Verwendet wurde hierfür ein hochwertiger Portlandzement und ein Bausand. Die Temperaturen wurden in Prismen von 10 × 10 × 50 cm gemessen. In diesen Versuchen zeigt sich nun infolge des Vorherrschens des wärmeabsorbierenden Sandes eine grosse Verminderung der Abbindetemperatur, dagegen ist die Abbindezeit ziemlich unverändert geblieben.

Aus den Laboratoriumsversuchen lässt sich daher schliessen, dass in einem Bauwerk die Abbindetemperatur sich um so mehr bemerkbar machen wird, je reicher dosiert der verwendete Beton ist, je rascher der Bauvorgang ist, je grösser die Massen sind [13]).

## B. Temperaturmessungen an ausgeführten Betonbauwerken.

In der Schweiz wurden an folgenden bedeutenden Bauwerken Temperaturbeobachtungen ausgeführt:

| | | |
|---|---|---|
| *a)* Langwieserviadukt [6]) | 1913—1914 | (Abb. 12) |
| *b)* Talsperre von Montsalvens [7]) [8]) | seit 1919 | ( „ 13) |
| *c)* Pfaffensprungmauer [9]) | seit 1920 | ( „ 14 u. 15) |
| *d)* Talsperre von Barberine | seit 1922 | ( „ 16) |
| *e)* Talsperre von Schräh (Wäggital) | seit 1923 | ( „ 17) |
| *f)* Hundwilertobelbrücke | 1924—1925 | ( „ 18) |
| *g)* Grandfey-Viadukt | 1925—1926 | |

### *1. Brückengewölbe.*

In den beiden Brückengewölben von Langwies und Hundwil stieg die Temperatur infolge Abbindens des Zementes bei den relativ kleinen Betonmassen nicht stark und in kurzer Zeit war die Umgebungstemperatur erreicht. In Hundwil z. B. betrug die max. Temperaturerhöhung zirka 12 ° C, nach einer Woche war die Erscheinung jedoch wieder verschwunden.

Die Schwankungen der Betontemperatur sind schon in kleinen Betonquerschnitten (Scheitel Langwies 1,0 × 2,1 m; Scheitel Hundwil 1,3 × 6,0 m) schon in 15 cm Tiefe viel geringer als diejenigen der Luft, deren Maxima und Minima sie bei weitem nicht erreichen. Auch die Verzögerungen in der Bewegung der Temperatur gegenüber derjenigen der Luft sind deutlich bemerkbar und ferner die Tatsache, dass ein vereinzelter, starkerAusschlag der Lufttemperatur infolge der Trägheit des Betons (hohe Uebergangszahl und kleine spez. Wärme) namentlich auf die innern Querschnittspunkte, fast gar keinen unmittelbaren Einfluss ausübt.

Allerdings macht sich die direkte Sonnenbestrahlung auf der beschienenen Seite gegenüber der im Schatten liegenden Seite bemerkbar und war in Hundwil in 15 cm Tiefe deutlich bemerkbar; dagegen bereits nicht mehr in 45 cm Tiefe. Sicher ist, wie anfangs gezeigt worden ist, dass durch die ungleichen Erwärmungen am Umfang nicht unbedeutende Längsspannungen und in der Folge auch Schub- und Querspannungen verschiedener Art eintreten müssen. Eine Bewehrung solcher Querschnitte, wie sie bereits Prof. *Mörsch* [10]) an der Gmündertobelbrücke vorsah, auch wenn diese infolge der Belastungen nicht erforderlich wäre, ist dennoch am Platze.

Wenn sich also die Tagesschwankungen der Lufttemperatur nur in ganz geringer Tiefe des Betons bemerkbar machen, so üben die länger anhaltenden Monats- und Jahresschwankungen bereits einen deutlichen, wenn auch gemilderten Einfluss aus.

Die Tabelle auf folgender Seite gibt ein Bild der Monats- und Jahresschwankungen der Luft- und Betontemperaturen, welche an der Hundwilertobelbrücke ermittelt wurden [12]) (siehe auch Abb. 20).

Die Monatsmaxima und -minima im Beton machen nur zirka 60% derjenigen der Luft aus. Dabei sieht man bereits, trotz der geringen Dimensionen, die Abnahme der Differenzen mit zunehmender Tiefe. In ähnlichen Grenzen bewegen sich die Jahrestemperaturschwankungen.

In Langwies, wo gleichzeitig mit der Temperatur auch die Bewegungen des Gewölbescheitels beobachtet wurden, zeigte sich eine gute Uebereinstimmung beider Verläufe. Dabei war jedoch deutlich eine kleine, zeitliche Verschiebung bemerkbar, indem die Scheitel-

| | September 1924 | | | 10. Dezember bis 16. Januar 1925 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | max. | min. | Diff. | max. | min. | Diff. |
| Luft . . . . . | + 25° | + 8° | 17° | + 4,5° | — 12° | 16,5° |
| Beton in 15 cm Tiefe | | | | | | |
| Sonnenseite . . . . . | + 21,7° | + 7,3° | 14,4° | + 4,2° | — 4,3° | 8,5° |
| Schattenseite . . . . | + 16,9° | + 7,0° | 9,9° | + 4,3° | — 3,9° | 8,2° |
| in 45 cm Tiefe | | | | | | |
| Sonnenseite . . . . . | + 17,2° | + 7,4° | 9,8° | + 3,8° | — 3,3° | 7,1° |
| Schattenseite . . . . | + 16,8° | + 8,1° | 8,7° | + 4,9° | — 2,9° | 7,8° |
| in 65 cm Tiefe . . . . . | + 16,4° | + 7,0° | 9,4° | + 1,8° | — 3,6° | 5,4° |
| in 70 cm Tiefe . . . . . | + 18,1° | + 8,9° | 9,2° | + 2,8° | — 3,5° | 6,3° |
| in 102 cm Tiefe . . . . . | + 16,2° | + 10,5° | 5,7° | + 5,0° | — 2,4° | 7,4° |

bewegung der Temperaturbewegung der Luft nachfolgte. Der Bogen war immer abends am höchsten und morgens am tiefsten, entsprechend der Tatsache, dass zu diesen Tageszeiten auch stets die der Bestrahlung zugänglichen Punkte den höchsten bezw. tiefsten Thermometerstand aufwiesen.

Abb. 19 zeigt Temperaturbewegungen im Bogengewölbe vom Hundwilertobel.

### 2. *Bogenmauern.*

Anders waren die Verhältnisse in der Talsperre von Montsalvens bei Broc. Diese Sperre ist bekanntlich als Bogenstaumauer berechnet und ausgeführt worden. Ihre Betonkubatur ist rund 30 000 m³; die Bauzeit betrug zirka 1½ Jahre. Während in Langwies noch Quecksilberthermometer verwendet wurden, gelangten hier bereits elektrische Widerstandsthermometer zur Anwendung. Ihre Herstellung, deren Einsetzung in den Betonkörper und die Ablesungen besorgte Herr Prof. *Joye* in Fribourg [8]). Dieser versah in der Folge auch noch die Talsperren von Amsteg, Barberine und Schräh und die Hundwilertobelbrücke mit Widerstandsthermometern; diese erlauben die Ablesung der Temperatur an jeder später unzugänglichen Stelle des Baukörpers von einer einzigen Stelle aus und können daher auf leichte Art und Weise die Ablesungen jahrelang fortgesetzt werden.

In der Sperre von Montsalvens gelangten nun bereits grössere Betonmassen zur Beobachtung und zeigten sich hier daher merklich grosse Abbindetemperaturen. Wenige Tage nach dem Einbringen des Betons erhöhte sich die Temperatur auf 30 bis 35° C, d. h. 20 bis 25° über die Umgebungstemperatur, darnach erfolgte ein langsamer Abfall, welcher je nach der Tiefe der Beobachtungsstelle langsamer vor sich ging. Im Massenzentrum der Mauer wurde die mittlere Umgebungstemperatur erst nach 1½ Jahren erreicht.

Es wurden bei dieser Sperre verschiedene Dehnungsfugen offen gelassen, während des Baues und erst nachdem die Mauer überwintert war, wurden dieselben zubetoniert. In diesem Moment war jedoch weder die Abbindewärme, noch das Schwinden vollständig zur Auswirkung gekommen, so dass sich einige Risse in der Folge zeigten; diese Risse haben jedoch weder der Dichtigkeit noch der Stabilität der Sperre geschadet. Da es praktisch äusserst selten möglich ist, solche Fugen so lange offen zu behalten, bis Temperatur und Schwinden ausgespielt haben, fragt es sich, ob bei dünnen, elastischen Bogenmauern, welche als eingespannte, horizontale Gewölbe arbeiten müssen, auf solche unvollkommen funktionierende Kontraktionsfugen nicht verzichtet werden könnte.

Nachdem die Mauer also fertig erstellt war und ihren Zweck als Staumauer erstmals erfüllte, waren im Innern erhöhte Temperaturen, welche sich nach und nach erst verloren. Um genau zu sein, sollte also bei der Berücksichtigung der Temperaturen für den Festigkeitsnachweis nicht von der mittleren Jahrestemperatur der Umgebung, sondern von der mittleren Betontemperatur bei der Inbetriebsetzung ausgegangen werden. Die Berechnung wird allerdings dadurch erschwert, ja unmöglich, weil die Temperaturen im Innern unausgeglichen sind. Am höchsten ist die Temperatur in der Nähe des Massenzentrums; sie wird nach aussen, nach oben, nach dem Fundament und nach den seitlichen Widerlagern kleiner. Die nachfolgende Temperaturausgleichung wird Nebenspannungen zur Folge haben, welche äusserst schwierig zu übersehen und zu berechnen sind.

Die Beobachtungen von Montsalvens werden bis heute fortgesetzt und erlauben daher in der Folge Einblick in die Einwirkung der äussern Temperaturen auf das Innere des Betons.

In dieser Hinsicht bilden die Messungen von Broc wertvolle Ergänzungen zu den Messungen an amerikanischen Mauern; deren Resultate zum Teil von den schweizerischen verschieden sind [11]).

Auf Abb. 20 ist die Einwirkung der Aussentemperatur in Funktion der Mauerdicke dargestellt. Während im Jahre 1924 die Amplitude der Lufttemperatur 43° C betrug, diejenige des Wassers im Stausee 12° C, betrug die Schwankung der Betontemperatur beim Massenzentrum nur noch 7° und in der Mitte des Fundamentes sogar nur noch 3° C. Auf dem gleichen Bild sind noch die Verhältnisse von Hundwil dargestellt; dort macht sich in viel geringerer Betontiefe ein weitaus kleinerer Einfluss der Umgebungstemperatur bemerkbar. Obschon wir es in Broc mit einer praktisch wasserdichten Mauer zu tun haben, so ist der Beton trotzdem ständig durchnässt und daher leitfähiger als bei einem Brückengewölbe, dessen Beton gut ausgetrocknet und daher schlecht wärmeleitend ist.

Gut konnte in Broc noch die zeitliche Verschiebung der Temperaturwelle beobachtet werden. In zirka 30 cm Tiefe betrug diese bereits mehrere Stunden, in 70 cm Tiefe zirka 17 Stunden. Eine maximale Aussentemperatur, welche in den ersten Nachmittagsstunden auftrat, war im Beton von 70 cm Tief erst am folgenden Morgen bemerkbar. Ebenfalls verspätet zeigte sich die Uebertragung der mittleren Tagestemperaturen, in 30 cm Tiefe um 1¼ Tag, in 70 cm Tiefe um 3 Tage. Die Schwankungen der Lufttemperaturen innerhalb eines Tages waren aber bereits in 1 m Tiefe nicht mehr zu erkennen.

Ausser dem Rahmen dieser Besprechung fällt die Bogenstaumauer der S. B. B. in Amsteg, da sie aus Granitmauerwerk besteht. Einige Beobachtungsresultate sind aber auch für uns sehr interessant. Die Pfaffensprungmauer ist 32 m hoch, oben 1,00 m, unten 3,50 m stark, sie ist also sehr schlank (Abb. 21).

Die Temperaturmessungen haben gezeigt, dass bei leerem Staubecken die Mauertemperatur wie bei Brückengewölben den Schwankungen des Mittels (von mehreren Tagen) der Lufttemperatur folgt, und zwar mit einer Verzögerung von 1 bis 3 Tagen, je nach der Tiefe des Messpunktes in der Mauer.

Bei gefülltem Staubecken dagegen wird die Mauertemperatur zur Hauptsache von der Wassertemperatur beherrscht, auch an der Luftseite, wo sich der Einfluss der Wassertemperatur nur um weniges geringer zeigte als an der Wasserseite.

Im Sommer, d. h. bei höchster Lufttemperatur, steht die Temperatur der Mauer 1½ bis 4 im Mittel 2 ° über der Wassertemperatur der entsprechenden Tiefe; im Winter, d. h. bei niedrigster Lufttemperatur, liegt die Temperatur der Mauer 0—2½ im Mittel 2 ° unter der Wassertemperatur der entsprechenden Tiefe.

So betragen die Jahresschwankungen der mittlern Mauertemperatur etwa 11 °, nämlich von —1½ bis 9½ °, während das Wasser des Stausees sich in den Grenzen von + ½ ° bis + 7½ ° C bewegte (siehe Abb. 22).

*3. Schwergewichtsmauern.*

Wieder andere Verhältnisse zeigten nun die grossen Schwergewichtstalsperren von Barberine und vom Wäggital. Die beiden im Dreieckquerschnitt erstellten Mauern von rund 70 m Basisfläche und 80 bis 110 m Höhe wurden in sehr kurzer Bauzeit erstellt, die grössten Tagesleistungen betrugen im Wäggital 1632 m³, in Barberine 1170 m³; die grössten Monatsleistungen betrugen 30 000, resp. 23 400 m³ Beton. Gegossen wurden Tagesblöcke von zirka 400 m³, wobei Schichthöhen von höchstens 1,50 m erreicht wurden. Auf dies Art wurde vermieden, den Beton in rascher Folge zu hoch aufzutürmen, damit das Ausstrahlen der Abbindewärme nach oben längere Zeit möglich blieb.

Trotz dieser Vorsichtsmassregel stieg die Betontemperatur nach dem Einbringen regelmässig um zirka 20 ° C, in Ausnahmefällen sogar bis zu 35 ° über die Umgebungstemperatur der Luft. Es wurde beobachtet, dass die Erhöhung im stärker dosierten Verkleidungsbeton (P 300 kg) höher stieg als im gewöhnlichen Mauerbeton (P 190 kg). An den Aussenpartien der Mauer sank die Abbindetemperatur verhältnismässig rasch, im Verlaufe einiger Wochen oder Monate. Während der Arbeitsunterbrechungen im Winter sank die Temperatur der nahe der Oberfläche gelegenen Betonmasse und stieg in der nachfolgenden Bauperiode wieder infolge der Wärmeeinwirkung der neu aufgebrachten Betonmasse (siehe Abb. 23, 24 und 25).

Bis heute besitzen beide Mauern im Mauerkern noch starke Temperaturerhöhungen, die Abnahme geht im Zentrum sehr langsam vor sich und wird es einige Jahre benötigen, bis die mittlere Umgebungstemperatur erreicht sein wird.

Aus diesen Gründen war es bis heute noch nicht möglich, das Verhalten in bezug auf die Aussentemperatur deutlich zu erkennen, auf alle Fälle steht aber fest, dass Tages- ja Jahresschwankungen der äusseren Lufttemperaturen nur in ganz geringer Mauertiefe bemerkbar sind; der Mauerkern wird nach der Abkühlung eine nahezu konstante Temperatur besitzen, welche sich aller Wahrscheinlichkeit nach derjenigen der mittleren Wassertemperatur des Stausees anpassen wird. Deutlich ist auf Abb. 25 im Zustand vom 1. Juli 1926 das Wegrücken der 10 °-Isotherme von der Wasserseite zu sehen, während auf der Luftseite die Veränderung gegenüber dem Vorjahre, 1. September 1925, nur sehr gering ist.

Infolge der weitergehenden Abkühlung der Mauer lange nach Erhärtung des Mauerbetons und lange nach Inbetriebsetzung, wird sich eine Schwergewichtsmauer aus Beton im Sinne einer Volumenverminderung deformieren. Es ist daher unbedingt bei der Herstellung und Berechnung auf diesen Umstand Rücksicht zu nehmen. Den Längenverkürzungen infolge Temperaturabfall und Schwinden wird durch Anbringen von Kontraktionsfugen in 20 bis 30 m Entfernung begegnet.

Nach den bis heute vorliegenden Erfahrungen haben sich in Barberine sowohl als auch im Wäggital die Fugen gut bewährt, ein Oeffnen, d. h. ein Spielen derselben, konnte an letztgenannter Mauer bereits konstatiert werden, dabei erwiesen sich die vorgesehenen Dichtungskeile als zweckerfüllend, indem die Wasserverluste auch bei vollem See äusserst gering sind.

## C. Schlussfolgerungen.

Auf Grundlage der bisherigen Erfahrungen kann folgendes gesagt werden:

Die Temperaturbeobachtungen an Brückengewölben haben gezeigt, dass der in den Vorschriften vorgesehene Spielraum von ± 15 ° C für die ganze Schweiz genügend gross ist und mit der Wirklichkeit ziemlich gut übereinstimmt. Infolge der ungleichen Erwärmung am Umfang infolge Sonnenbestrahlung, Wind, ist in eingespannten Brückengewölben eine Eisenbewehrung sowohl quer wie längs zu empfehlen, auch wenn eine solche infolge der äusseren Belastungen nicht notwendig wäre.

Für Massenbauten, wie Schwergewichtsmauern aus Beton, kommt eine Temperaturschwankung kaum in Frage, dagegen ist zu berücksichtigen, dass beim Inbetriebsetzen eines solchen Bauwerkes die Abbindetemperaturen im Innern sich noch nicht verteilt haben und daher im Laufe der nächsten Zeit eine Abkühlung der Mauer, verbunden mit einer Volumenverminderung eintreten wird. Je nach Grösse des Objektes und nach Grösse des Baufortschrittes beträgt dieser Temperaturabfall 20—30 ° C. Die Längenänderungen infolge dieses Temperaturverlustes sind zu kompensieren mittels durchgehender Kontraktionsfugen, deren Abstand mit 20 bis 30 m einzusetzen ist. Die endgültigen Temperaturen der Mauern sind im Innern nahezu konstant; die Einwirkung der Lufttemperaturschwankungen beschränken sich auf die äussersten Schichten. Es empfiehlt sich, diese mit einem widerstandsfähigeren Beton oder mit Bruchsteinmauerwerk auszuführen, damit die entstehenden Zusatzspannungen möglichst unschädlich wirken.

Die Innentemperaturen einer Talsperre, dies gilt für dünne Mauern, Gewölbesperren ganz besonders, werden viel mehr von der Wasserseite als von der Luftseite beeinflusst.

## Anmerkungen:

[1]) Vorschriften über Bauten in armiertem Beton, aufgestellt von der schweiz. Kommission des armierten Betons, nebst Erläuterungen von Prof. *F. Schüle*. Verlag der E. M. P. A. 2. Auflage, 1912.

[2]) Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Sept. 1925. Berlin, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

[3]) Ingr. *M. Hottinger*, Heizung und Lüftung. München und Berlin 1926.

[4]) *A. Dumas*, Etude expérimentale de la transmission de la chaleur. Lausanne 1923.

[5]) *E. Stadelmann*, Gussbeton. Erfahrungen beim schweizerischen Talsperrenbau. Bericht der Gussbeton-Kommission des S. I. A. 2. Auflage. Zürich 1926.

[6]) Dr. *H. Schürch*, Versuche beim Bau des Langwieser Talüberganges und deren Ergebnisse. Berlin 1916. Jul. Springer.

[7]) Dr. *A. Stucky*, Etude sur les barrages arqués. Lausanne 1922.

[8]) Prof. *P. Joye* et *A. Christen*, Recherches sur les variations et la répartition de la température dans le barrage de Montsalvens. Lausanne 1922.

[9]) *H. Studer*, Das Kraftwerk Amsteg der S.B.B. Schweiz. Bauzeitung 1925, Bd. 86, No. 21.

[10]) *E. Mörsch*, Berechnung von eingespannten Gewölben. Schweiz. Bauzeitung 1907.

*E. Mörsch*, Die Gmündertobelbrücke. Schweiz. Bauzeitung 1909.

[11]) *Charles H. Paul*, Temperaturänderungen in Massenbeton (Arrowrock-Dam). 1916.

[12]) Die Angaben über die Temperaturbeobachtungen der Hundwilertobelbrücke wurden dem Berichterstatter in verdankenswerter Weise von der Firma *Ed. Züblin & Cie.* in Zürich zur Verfügung gestellt.

[13]) Die Abbindetemperaturen des Zements machen sich stark bemerkbar in Betrieben, in welchen der Zement in geschlossenen Räumen verarbeitet wird und abbindet; dabei sind Temperaturerhöhungen von 22—27° C gegenüber der normalen Lufttemperatur häufig beobachtet worden.

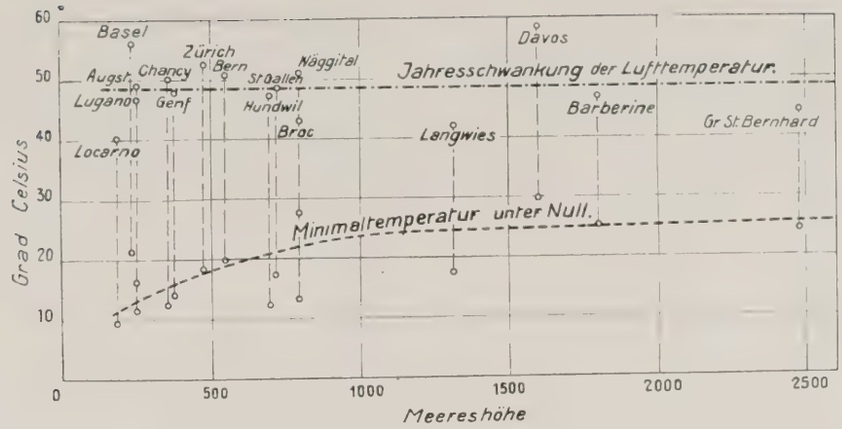



Abb. 1. Jahresschwankungen der Lufttemperatur und Minimaltemperatur verschiedener Orte der Schweiz.

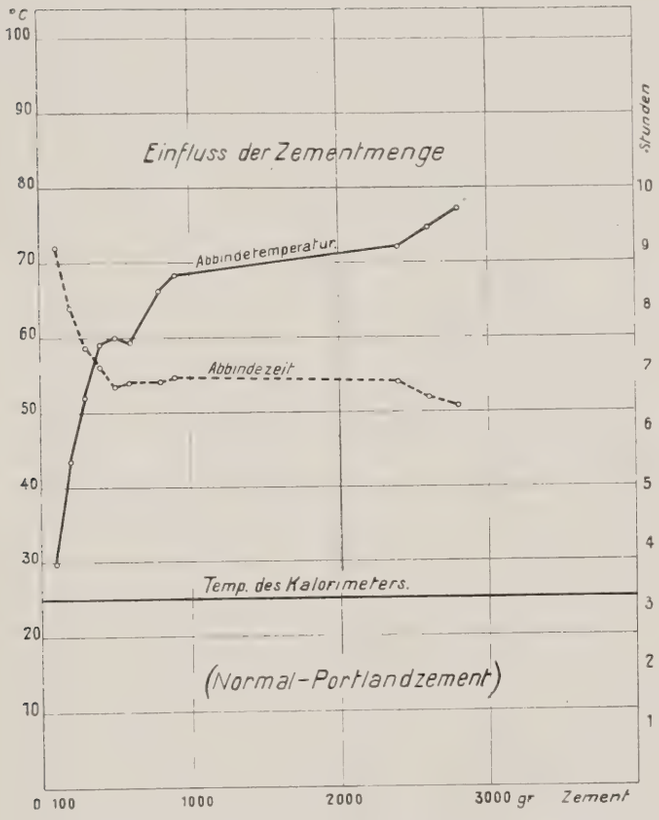



Abb. 5. Einfluss der Zementmenge auf Abbindetemperatur und Abbindezeit.
(Versuche von Prof. *P. Joye*, Fribourg).

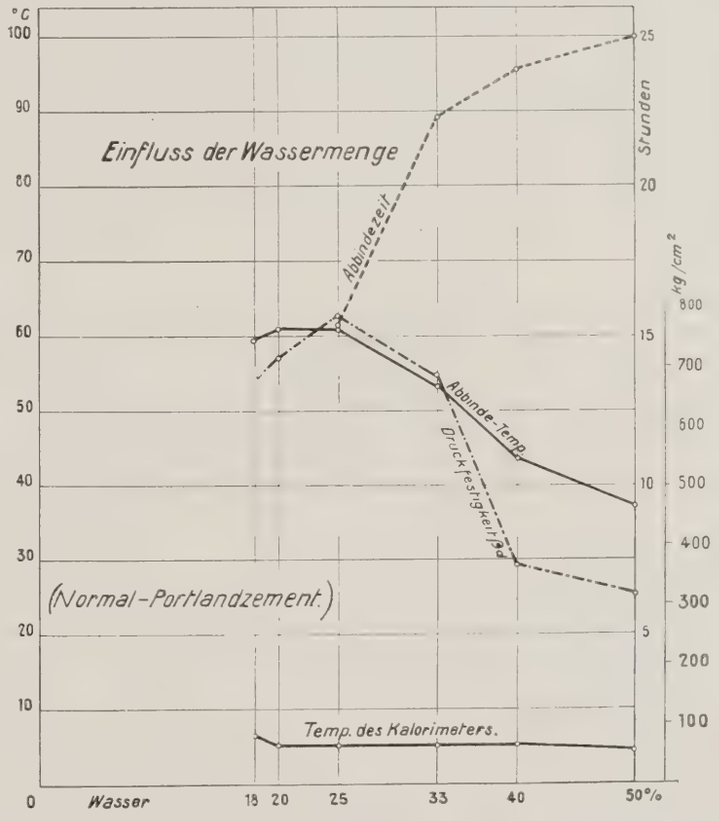



Abb. 6. Einfluss der Wassermenge auf Abbindetemperatur, Abbindezeit und Druckfestigkeit.
(Versuche von Prof *P. Joye*, Fribourg).

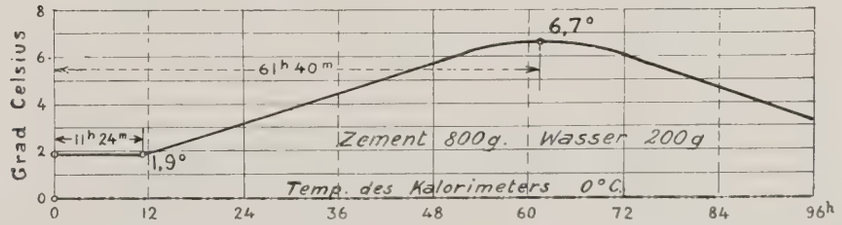



Abb. 8. Verlauf der Abbindetemperatur bei Null Grad Umgebungstemperatur.
(Versuch von Prof. *P. Joye*, Fribourg).

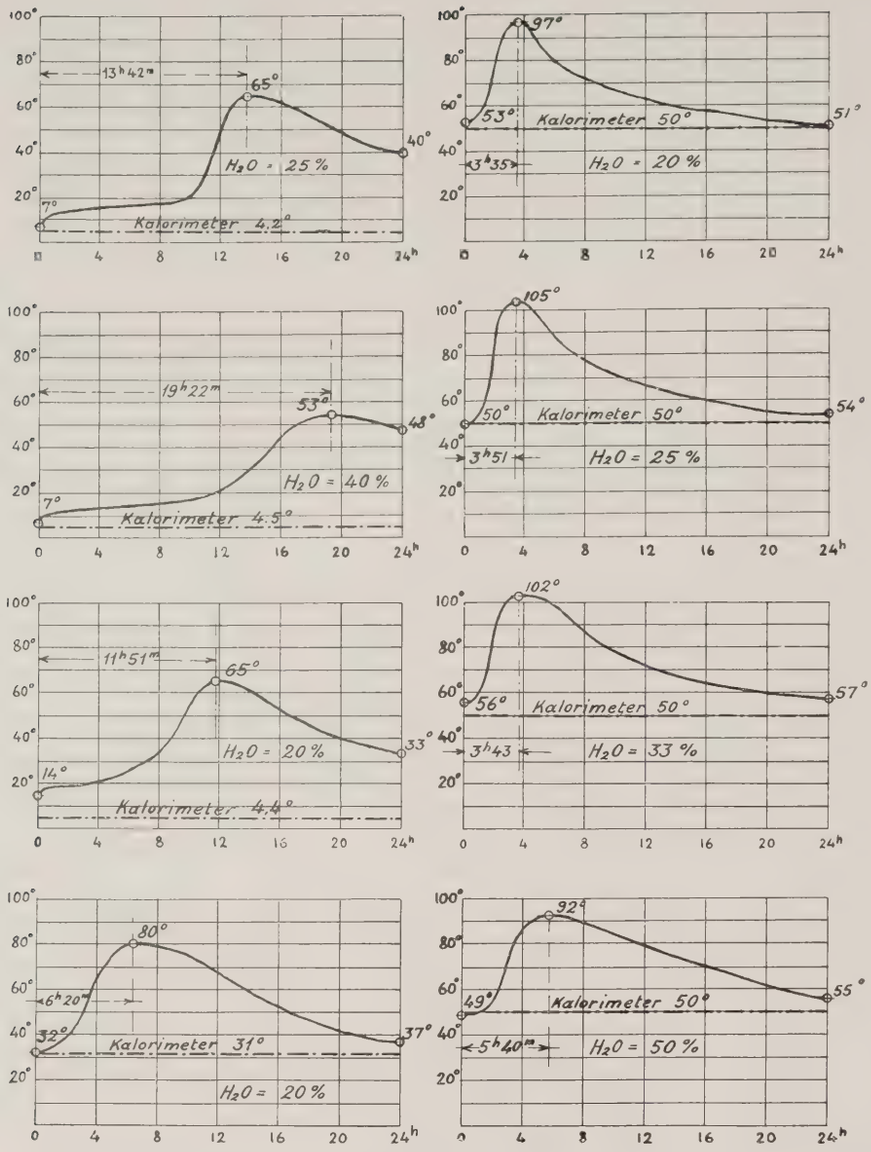



Abb. 9. Verlauf der Abbindetemperatur bei 800 gr. normalem Portlandzement, bei verschiedener Wassermenge und Umgebungstemperatur.
(Versuche von Prof. *P. Joye*, Fribourg).

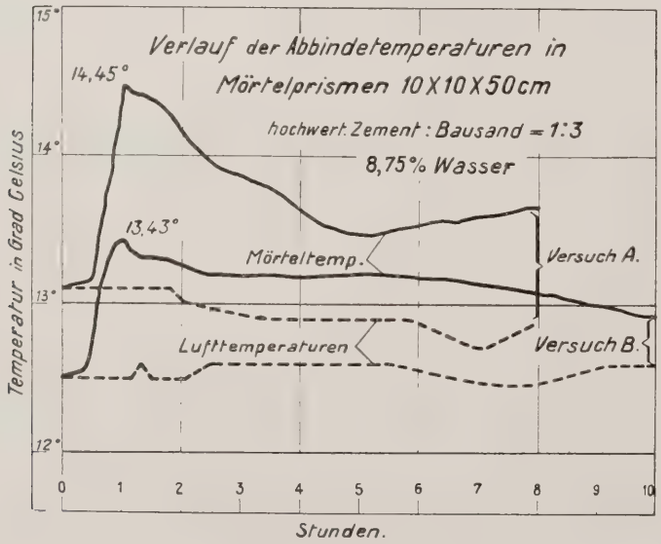



Abb. 11. Temperaturverlauf bei Mörteln 1 : 3.
(Versuche der E. M. P. A.)

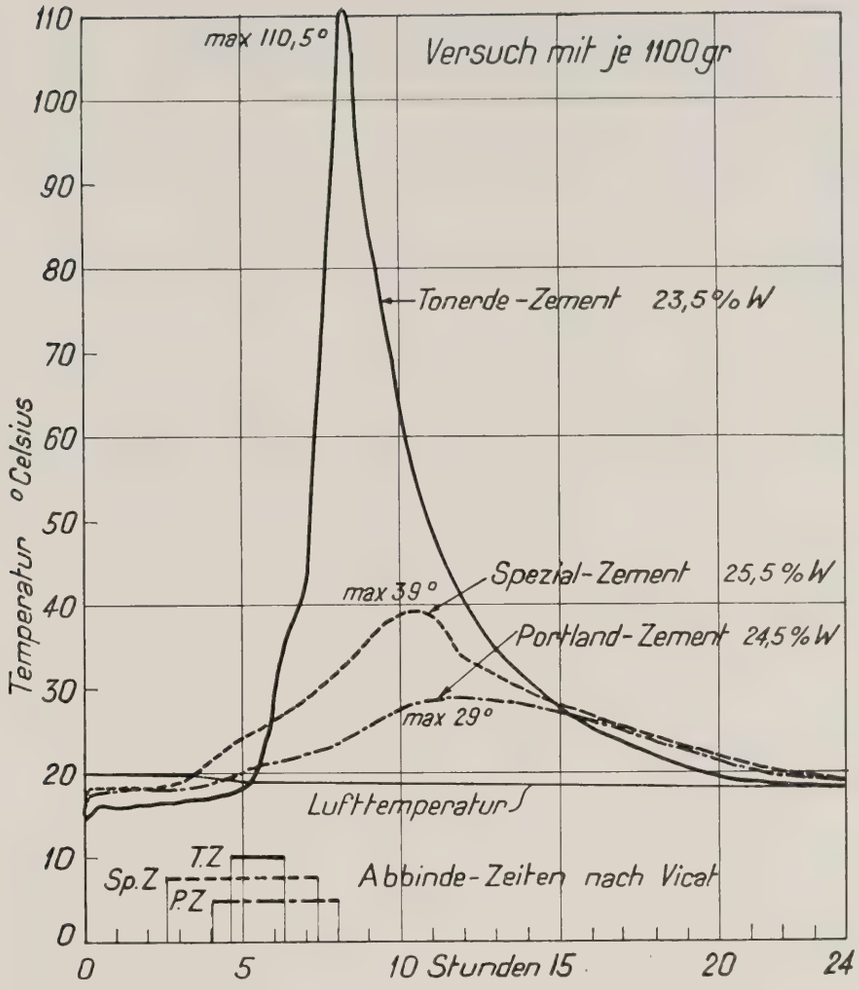



Abb. 10. Abbindetemperaturen verschiedener Zemente.
(Versuche der E. M. P. A.)

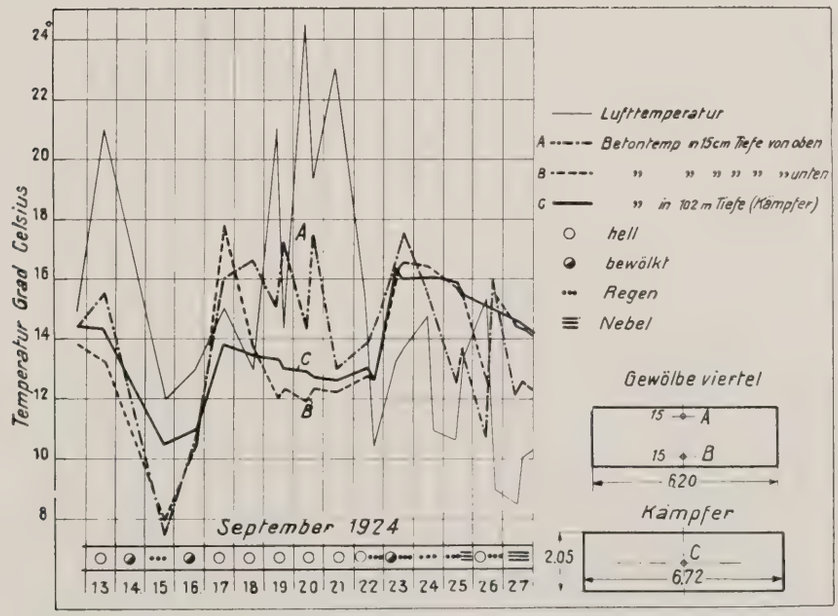



Abb. 19. Auszug aus den Temperaturbeobachtungen im Gewölbe der Hundwilertobelbrücke.

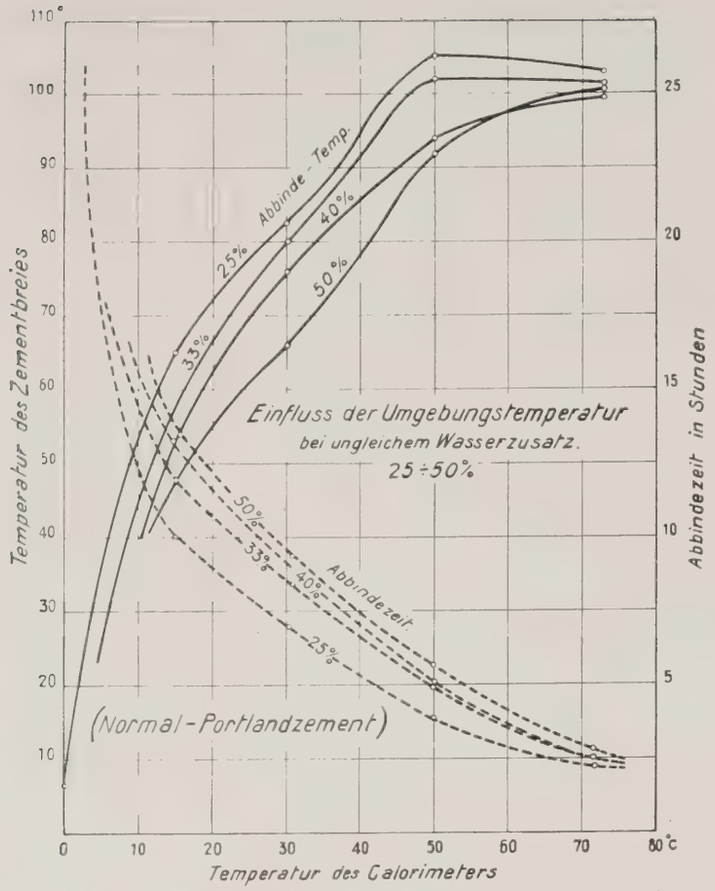



Abb. 7. Einfluss der Umgebungstemperatur auf Abbindetemperatur und Abbindezeit.
(Versuche von Prof. *P. Joye*, Fribourg).

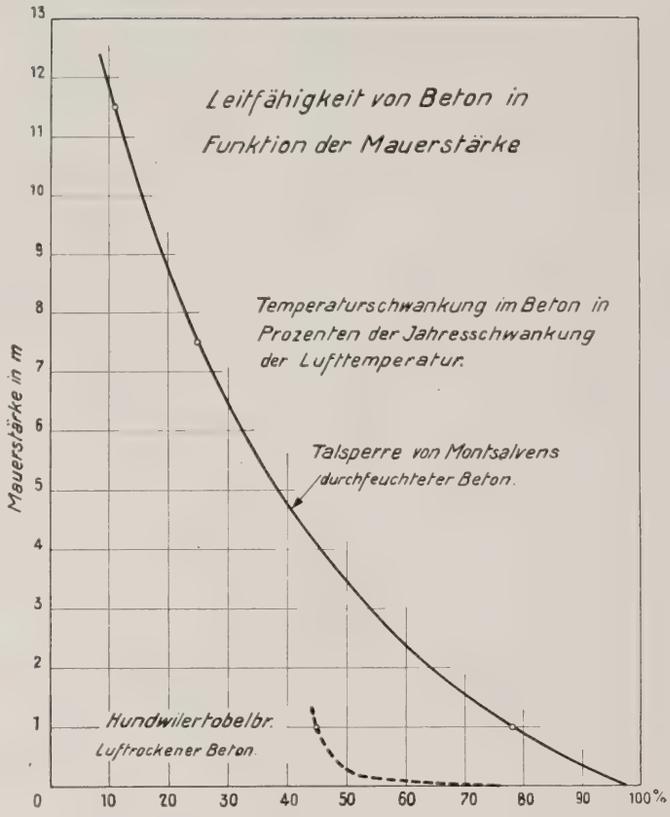



Abb. 20. Einwirkung der Aussentemperatur in verschiedenen Mauerdicken.

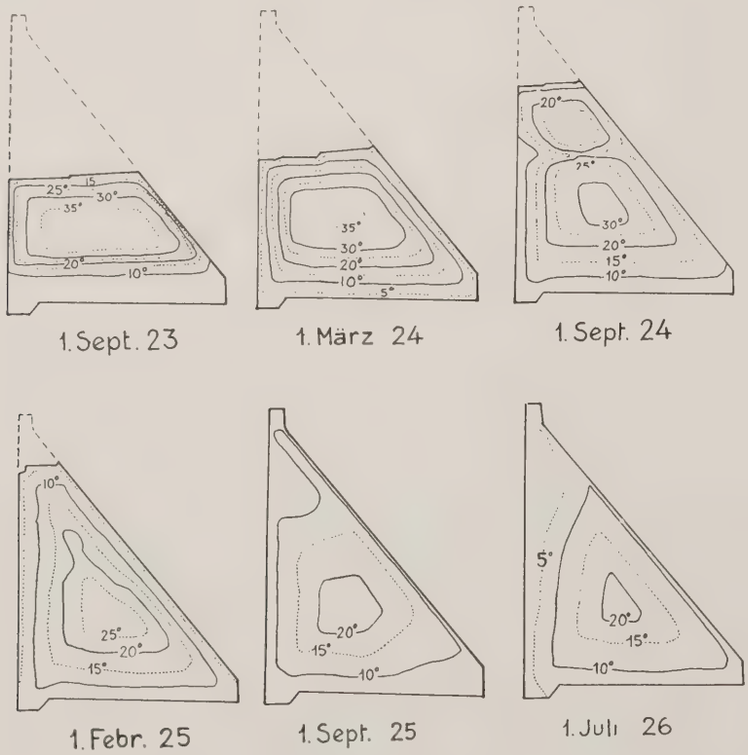



Abb. 25. Isothermen in der Staumauer Barberine zu verschiedenen Zeitpunkten.
(Nach Angaben der Bauleitung der S. B. B. in Salvan).

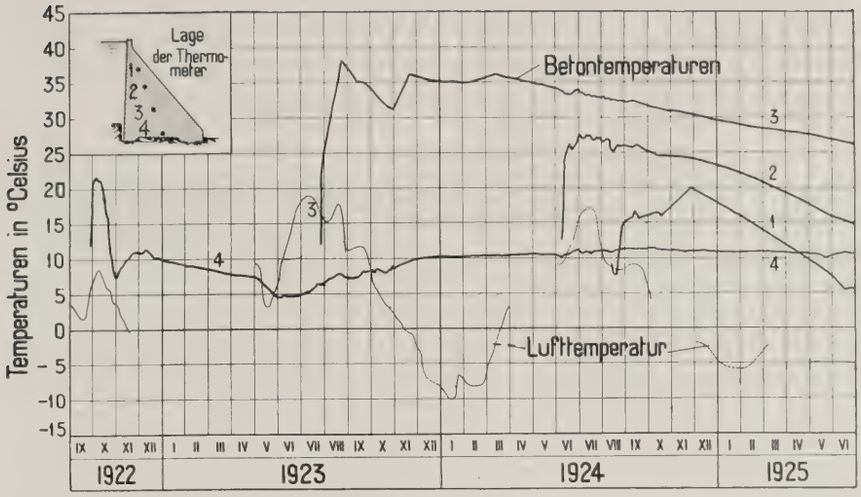



Abb. 23. Abbindetemperaturen in der Staumauer Barberine.

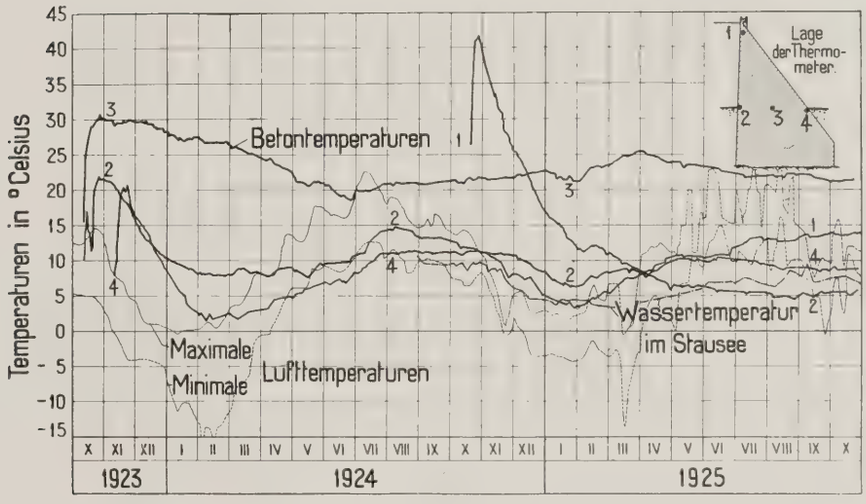



Abb. 24. Abbindetemperaturen in der Staumauer Schräh (Wäggital).

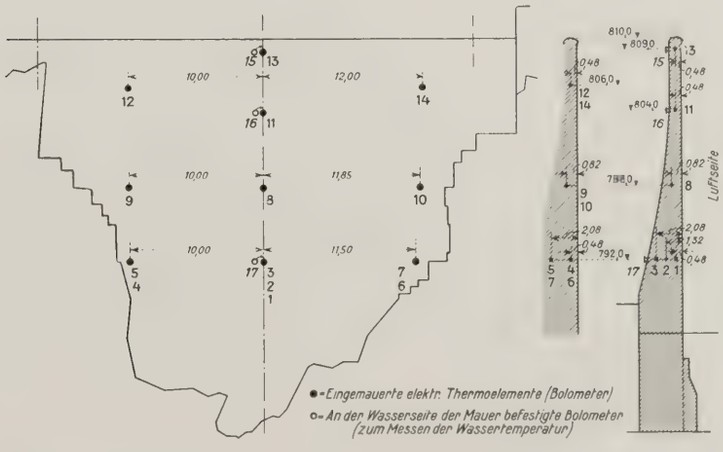



Abb. 21. Verteilung der Thermometer in der Gewölbestaumauer am Pfaffensprung.

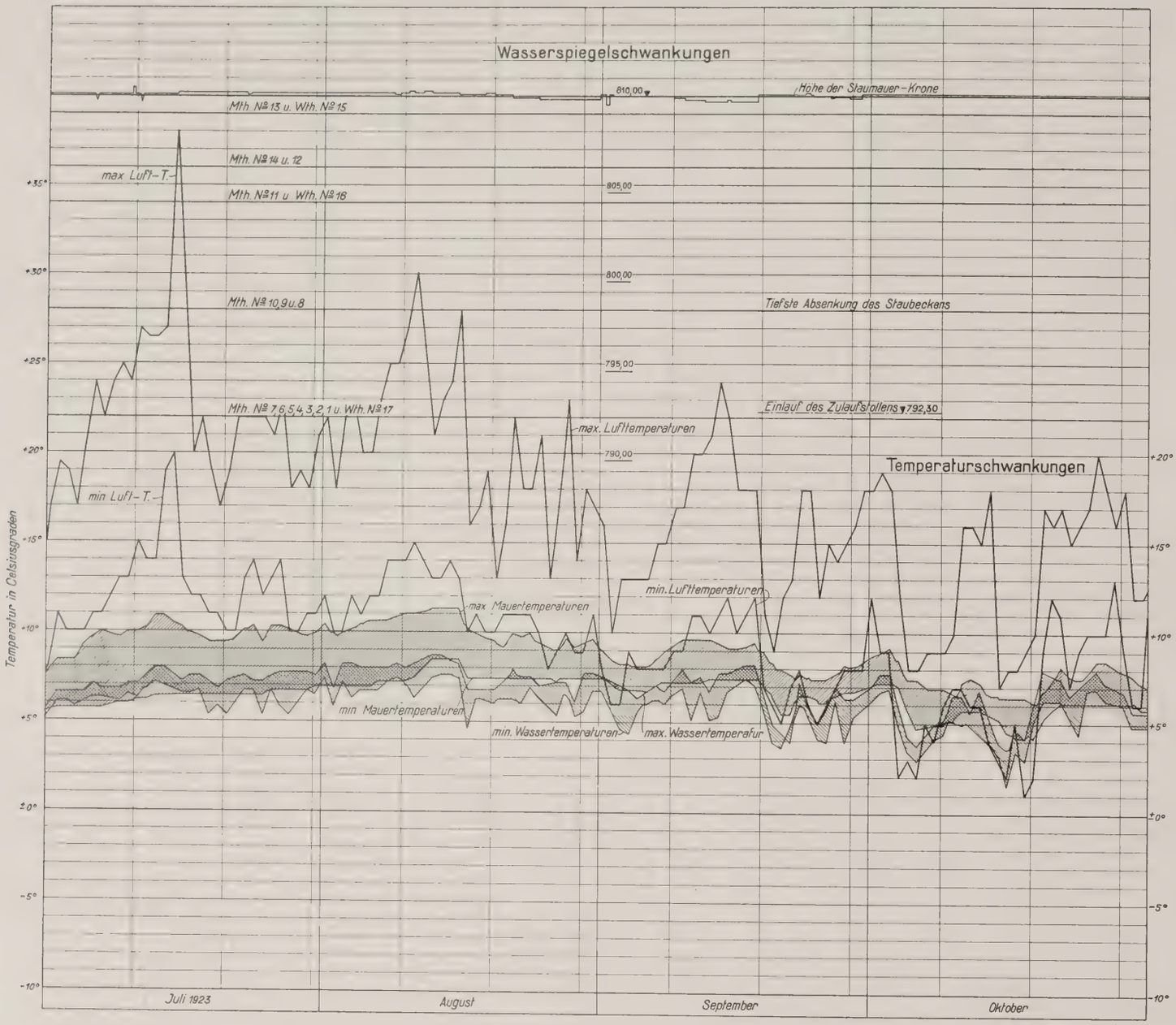



Abb. 22. Diagramme der gemessenen Wasserspiegel- und Temperaturschwankungen in der Gewölbestaumauer am Pfaffensprung.

Abb. 12. Langwieserviadukt der Chur-Arosabahn.
Erbaut durch die Firma *Ed. Züblin & Cie., A.-G.*

Abb. 13. Talsperre von Montsalvens.
Projekt und Bauleitung durch Ing. *H. E. Gruner*, Basel.

Abb. 14. Gewölbestaumauer am Pfaffensprung.

Abb. 15. Gewölbestaumauer am Pfaffensprung.

Abb. 16. Talsperre von Barberine der S. B. B.
Erstellt durch die Firma *Martin, Baratelli & Cie.*, Lausanne

Abb. 17. Staumauer Schräh der Kraftwerke Wäggital A.-G.
erstellt durch die Firmen *Ed. Züblin & Cie. A.-G.* und *H. Hatt-Haller*, Zürich.

Abb. 18. Hundwilertobelbrücke.
Erstellt durch *Ed. Züblin & Cie., A.-G.*

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Ergebnisse der Untersuchung von Eisenbetonbrücken der Schweiz. Bundesbahnen.

Von Ing. *A. Bühler,* Sektionschef für Brückenbau
bei der Generaldirektion der S. B. B.

# Ergebnisse der Untersuchung von Eisenbetonbrücken der Schweiz. Bundesbahnen [1].

Von Ing. *A. Bühler*, Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion S. B. B.

Die in der «Zeitschrift für Bauwesen», Jahrgang 1916, Heft 1 bis 3, erschienene Veröffentlichung von Regierungsrat *Perkuhn* in Kattowitz über «Riss- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbetonbrücken der Eisenbahndirektionsbezirke Kattowitz und Breslau» [2]) liessen es angezeigt erscheinen, einige ähnliche Bauwerke der Schweizerischen Bundesbahnen auf ihren derzeitigen Zustand zu untersuchen.

Mit Rücksicht auf die Zeitverhältnisse mussten diese Untersuchungen auf das unumgänglich Nötige beschränkt werden. Immerhin sollte durch sie festgestellt werden können, wie die Verhältnisse bei unseren Eisenbetonbrücken liegen und ob ebenso ungünstige Erscheinungen sich zeigen, wie bei den von Perkuhn untersuchten Bauten.

Zu diesem Zweck wurden die auf S. 6 und 7 tabellarisch dargestellten und näher beschriebenen sechs Objekte genauer untersucht. Die Wahl ist auf diese Objekte gefallen mit Rücksicht auf deren Anordnung (Balken, Rahmen, Bogen), sodann im Hinblick auf das angewendete Bausystem (Hennebique, Möller, allgemeines System) und ihr Alter, sowie die äusseren Einwirkungen, denen diese Brücken unterworfen sind (Strassen-, Tram- und Eisenbahnbelastung, ferner Rauchgaseinflüsse). Die Projekte für diese Bauten, No. 6 ausgenommen, sind durch Beamte der Schweizerischen Bundesbahnen, bezw. der ehemaligen Jura-Simplon-Bahn, ausgearbeitet worden. In Anlehnung an das Vorgehen *Perkuhns* wurden die Untersuchungen wie folgt ausgeführt (s. Abb. 1 und 2).

1. Reinigung der Betonflächen mit dem Sandstrahlgebläse. Da eine gründliche Reinigung von ausschlaggebender Bedeutung erschien, wurde von der Anwendung primitiverer Mittel, wie z. B. Drahtbürsten, abgesehen. Bei der Montbrillantbrücke, die stark verrusst ist, hat übrigens eine ausreichende Reinigung nur durch ein Sandstrahlgebläse erzielt werden können. Im allgemeinen wurde ein Viertel der Brücken abgespritzt und genau untersucht, die übrigen Betonflächen wurden dagegen nur summarisch besichtigt.

2. Absuchen der abgespritzten Flächen mit Lupen von 1½- bis 2facher Vergrösserung und Anzeichnen der Risse mit Farbstift. Eine Erleichterung zur Auffindung von Rissen ergab sich durch Anfeuchten der Betonflächen mit in Wasser aufgelöster Waschbläue.

3. Aufnahme der Risse durch Eintragen in den Flächenaufriss 1 : 20, oder durch unmittelbares Uebertragen auf Pauspapier.

4. Ausnahmsweises Verfolgen der Risse in die Tiefe, durch Anschlagen, zur Feststellung der allfälligen Verrostungen an den Eiseneinlagen.

5. Abklopfen der Betonflächen mit leichten Hammerschlägen. Hohle Stellen, im besonderen bei Verputz oder Vorsatzbeton, konnten auf diese Weise erkannt werden.

Die Untersuchung der erwähnten Objekte fand in der Zeit vom 10. Juli bis 12. August 1916 statt. Gewissermassen um die Perkuhnschen Untersuchungen zu ergänzen, wurde Wert darauf gelegt, diejenigen Bauteile genau zu prüfen, die über den Geleisen liegen und die bei grösseren Steigungen der Bahn kräftiger Rauchgaseinwirkung ausgesetzt sind. Diese während des Betriebes gemachten Erhebungen waren sehr beschwerlich auszuführen. Mit Einbezug aller Nebenarbeiten, des Transports der Hilfsmittel, des Einrüstens und der Reinigung, sowie der Untersuchung der Betonflächen wurden im Durchschnitt für ein Objekt fünf Tage aufgewendet, wobei zwei technische Beamte und zwei bis drei Arbeiter ständig tätig waren.

Es würde an dieser Stelle zu weit führen, alle Einzelheiten der Untersuchungsergebnisse zu erwähnen; wir begnügen uns daher, eine *Zusammenfassung* derselben folgen zu lassen.

Von den Perkuhnschen Ausführungen ausgehend, gedachte man durch die Untersuchungen in erster Linie die vorhandenen Risse festzustellen. Es zeigte sich indessen bald, dass die mit den Rissen nicht unmittelbar im Zusammenhang stehenden *Ausführungsfehler* von nicht geringerer Wichtigkeit und Tragweite sind. Es sei deshalb schon jetzt festgehalten, dass mit den Bestrebungen nach Herstellung rissicherer Bauten, auch alle Vorsorge für deren sachgemässe und gewissenhafte Ausführung zu treffen ist, wenn ein vollständiger Erfolg erzielt werden soll.

In bezug auf das Auftreten und die Erklärung der Risse lässt sich folgendes sagen: Abgesehen von einer grösseren Zahl unbedeutender Luftrisse, sind auch tiefergehende Kraft- bezw. Schwindrisse vorhanden, die die Eiseneinlagen erreichen und zumeist Verrostungen zur Folge hatten. Eine weitere Gruppe von Rissen ist während des Betonierens oder beim Ausrüsten entstanden. Die Zahl und die Weite der Risse sind jedoch erheblich geringer, als sie Perkuhn bei den von ihm untersuchten Bauten gefunden hat. Die Rissweite bleibt meist unter 0,1 mm und nur wenige Risse erreichen eine Weite von 0,1 mm oder etwas mehr.

Beinahe ausnahmslos beginnen die Risse auf den ungebrochenen Kanten der Zugzone der Träger; sie fallen häufig mit der Lage der Bügel zusammen.

Verrostungen an den Eiseneinlagen sind am grössten, wo Feuchtigkeit, Rauch und der Auspuff der Lokomotiven einen Einfluss haben. Die bedeutendste Abrostung zeigte sich auf der Untersicht des Bauwerkes No. 2 beim Randträger der Mittelöffnung, über dem rechten Geleise, Seite Winterthur. Die nach aussen liegende Eisenoberfläche ist durch die Abrostung auf eine Breite von 7 mm um 1 mm abgeplattet. Der übrige Teil bis zur halben Eisendicke ist stark angerostet; die hintere Ober-

fläche des Eisens zeigt leichten Rostanflug. Die Hauptschuld an dieser Verrostung wird dem porösen Vorsatzbeton zuzuschreiben sein.

Die Eindringungstiefe der Risse, auch bei solchen, die sich allseitig auf den Trägern verfolgen lassen, konnte nicht mit Sicherheit festgestellt werden, da zu umfangreiche Abspritzungen sich als nötig erwiesen hätten; ob durchgehende Risse vorhanden sind, muss dahingestellt bleiben. Diesbezüglich könnte wohl nur das Röntgenverfahren Aufschluss verschaffen, sofern es je gelingt, es für den praktischen Gebrauch auszubilden.

In der Tabelle (S. 7) sind die Beanspruchungen des Betons der untersuchten Bauwerke auf Zug und Druck angegeben. Wie bei den von Perkuhn untersuchten Brücken, können auch hier die berechneten Zugspannungen im Beton keine unmittelbare Erklärung für das verschiedene Verhalten der Objekte abgeben. Die bezüglichen Werte sind bei den Strassenbrücken zudem abhängig von der angenommenen Verteilung der zufälligen Last auf die einzelnen Träger, die bei den vorliegenden Objekten in ungünstiger Weise nach dem Hebelgesetz ermittelt wurde. Im weitern fällt in Betracht, dass die wirklichen Lasten meistens kleiner sind als die der Berechnung zugrunde gelegten. Sodann kann die Berechnung nicht immer in zureichender Weise die Auflagerbedingungen (Einfluss der Erddrücke, Einspannung in gemauerte Widerlager, Nachgiebigkeit der Lager und Fundamente) erfassen, so dass die angegebenen Betonzugspannungen nur einen beschränkten Vergleichswert besitzen. Trotzdem wird die Begrenzung der Betonzugspannung als durchaus natürliche Forderung aufrecht erhalten bleiben müssen. Auffällig ist, dass trotz der hohen Zugspannungen bei den Objekten 5 und 6 weniger Risse und Verrostungen vorhanden sind, als bei den Objekten 1 bis 3. Die Erklärung dieses Verhaltens wird in dem Zement und den Zuschlägen und in der Art der Betonverarbeitung zu suchen sein, obschon darüber die üblichen Materialproben keine Anhaltspunkte liefern. Es ist aber auch möglich, dass infolge der bei den Objekten 5 und 6 fehlenden Isolierschicht (bezw. Glattstrich) ein Eindringen von Feuchtigkeit in einem solchen Masse ermöglicht wurde, dass ein vollständiges Austrocknen des Betons verhindert und dadurch das Schwinden herabgesetzt wurde, wobei klimatische Einflüsse, die durch die Nähe des Genfersees bedingt sind, ebenfalls mitgewirkt haben können. Auch die Flacheisenbügel könnten auf die Rissbildung einen Einfluss haben, indem sie eine geringere Verschwächung der Betonquerschnitte herbeiführen als Rundeisenbügel. Bezügliche Versuchsergebnisse oder Beobachtungen sind uns indessen nicht bekannt.

Ein interessantes Verhalten hinsichtlich der Rissbildung zeigt Objekt 4. Die belastete und die unbelastete Brücke zeigen nämlich die gleichen Risserscheinungen, bei der letztern allerdings in etwas geringerem Masse. Verrostungen waren nicht festzustellen, was gemäss den Versuchsergebnissen, die im Heft 22 des «Deutschen Ausschusses für Eisenbeton» angeführt sind, auf den Bleimenniganstrich zurückzuführen ist, mit dem die Eiseneinlagen versehen sind. Es frägt sich aber, ob durch diesen Anstrich nicht die Verbundwirkung gelitten hat, die beim Möllersystem ohnehin nicht gut gewahrt wird. Daraufhin könnte auch die erhebliche Einsenkung deuten, die 0,5 bis 0,6 mm beträgt, während sie bei dem fast gleichweit gespannten Objekt 6 nur 0,15 bis 0,20 mm ausmacht. Leider sind die bei der erstmaligen Probebelastung gemessenen Einsenkungen nicht mehr aufzufinden, so dass bestimmtes hierüber nicht gesagt werden kann.

Hinsichtlich der *Ausführungsfehler* ist folgendes zu bemerken. Die Ueberdeckung der Eisen durch den Beton ist oft sehr gering oder verschwindend, so dass die Eiseneinlagen förmlich durchscheinen. Absprengungen des Betons infolge der Rostvorgänge sind daher nicht selten. Der gelegentlich verwendete Vorsatzbeton hat sich mit dem übrigen Beton nicht immer gut verbunden, so dass es sich empfehlen dürfte, ihn in die statische Berechnung nicht einzubeziehen; auch sollte von seiner Verwendung nach Möglichkeit abgesehen werden, weil er eine weitere Ungleichförmigkeit in die Bauteile bringt.

Als unangenehme Erscheinungen machen sich ferner die Betonierungsfugen, Kiesnester und porösen Stellen bemerkbar. In gleichem oder noch höherem Masse als die Kraft- bezw. die Schwindrisse sind diese Ausführungsfehler die Ursache von Verrostungen an den Eiseneinlagen. Diese Ausführungsfehler werden zwar kaum je vollständig zu vermeiden sein, auch wird deren dauerhafte und gute Ausbesserung, von der nicht Umgang genommen werden darf (Ausstreichen, Injektionen), Schwierigkeiten bereiten. Jedenfalls sollten diese Arbeiten sofort nach Beginn der Ausschalung durchgeführt werden, d. h. solange der Beton noch gut durchfeuchtet ist.

Als *Massnahmen* gegen derartige Ausführungsfehler sind zu nennen: einfachste Bauformen, ferner steife Gerüste, die nur auf die Fundamente der Joche und Säulen abzustützen sind; starke, gehobelte, dicht schliessende Schalung (allenfalls mit Feder und Nut), damit der Zementbrei nicht ausläuft und eine glatte, dichte Aussenfläche erzielt wird, die keine wesentliche Nacharbeit mehr erfordert; Vermeidung von hohen und schmalen, nach Einbringen der Eiseneinlagen mit der Hand unzugänglichen Schalungsformen; in sich steife, gegen Seiten- und Höhenverschiebungen besonders gesicherte Eisengerippe (Wellbügel, Steifen und kräftige Aufhängungen); ununterbrochenes sorgfältiges Betonieren. Die Betonüberdeckung sollte immer reichlich (3 bis 4 cm) gewählt werden, um den beim Betonieren zum Teil unvermeidlichen elastischen Verschiebungen der Eiseneinlagen Rechnung zu tragen. Zur Wahrung der Abstände der Eiseneinlagen von der Schalung sind mit Bindedrähte versehene Betonklötzchen zweckmässig. Bei der Verarbeitung des Betons sind Gehbohlen anzuordnen, um ein Verschieben und Verdrücken der Eiseneinlagen zu vermeiden. Mit Erde eingeschüttete Eisenbetonwiderlager sind sorgfältig gegen Wasser zu isolieren.

Für die *Zusammensetzung des Betons* kommen folgende Gesichtspunkte in Betracht: Wahl eines nicht zu groben Kieses (1,5 bis 3,0 cm), so dass die grössten Bestandteile auch bei plastisch angemachtem Beton «suspendiert» bleiben und sich nicht setzen; dichte durch Versuche zu bestimmende Betonmischung, zur Verhinderung des Zutrittes von $CO_2$. In dieser Beziehung sind die Objekte 4 bis 6 den Objekten 1 bis 3 überlegen. Bei diesen Objekten wurde Stampfbeton verwendet, wobei die Eisen mit Zementmilch eingeschlämmt wurden, was den Rostschutz sehr erhöht. Heute ist die Meinung vorherrschend, mit einer immer mehr zunehmenden Verwässerung des Betons die Umhüllung des Eisens am besten zu erreichen; obschon man im Grunde genommen nur einer sorgfältigen Verarbeitung des Betons aus dem Wege gehen will, wie dies bei den ganz anders liegenden Fällen grosser Staumauern geschieht. Unseres

Erachtens sollte der Beton zwar plastisch angemacht, aber nicht mit mehr Wasser versehen werden, als zum guten Einbringen und Umhüllen der Eiseneinlagen durchaus nötig ist. In den meisten Fällen reicht daher eine Betonkonsistenz mit einem grössten Slump von 7,5 cm aus. Bie grösserem Slump sollte stets die Frage geprüft werden, ob der Verwässerung des Betons nicht mit einer reichlicheren Zementbeigabe entgegengearbeitet werden sollte. Die Festigkeitsproben werden zweckmässigerweise auch durch granulometrische Untersuchungen zu ergänzen sein, über die heute eine umfangreiche Literatur besteht. Mit Vorteil wird man ferner die Eisenbetonbauten im Herbst oder Frühling, d. h. in einer kühleren Jahreszeit, ausführen, damit die Abbindezeit des Zementes nicht verkürzt wird und eine möglichst geringe Temperaturerhöhung des Betons infolge des Abbindevorganges eintritt. Auch werden dann keine, nur schwierig durchzuführende Massnahmen gegen das vorzeitige Austrocknen des Betons nötig.

Schliesslich bleibt die etwas heikle Frage der *Wahl der ausführenden Firmen* noch zu stellen. Man wird sich neben der Forderung nach einer einsichtigen Bauleitung und guten Vorschriften im besondern mit dem Wunsch nach erfahrenen, gewissenhaften Firmen einverstanden erklären können, sofern dabei nicht nur die Inhaber, sondern auch deren auf dem Bauplatz beschäftigte Vertreter, Vorarbeiter (Poliere) und Arbeiter gemeint sind. Firmen, die sich Verstösse gegen eine sorgfältige Herstellung von Eisenbetonbauten zu Schulden kommen lassen, sollten *schonungslos* bei weiteren Arbeitsvergebungen ausgeschlossen werden, wenn die Bauweise gehoben und der ihr gebührende Platz im Bauwesen erhalten bleiben soll.

Im Zusammenhang mit der Ausführung von Eisenbetonbauten und zum *Schutz gegen Risse und deren Folgen,* sind weiter angezeigt: Abschrägen oder Abrunden aller Kanten, die in Zugzonen liegen und Einlegen von durchgehenden Eisen längs solcher Kanten; Auswahl eines Zementes, der möglichst wenig schwindet und in ausreichendem Masse Kalkhydrat abspaltet, das auf das Eisen eine passive Wirkung auszuüben hat; Verwendung von Kies und Sand mit möglichst geringer Porosität; Einlegen rostfreier Eisen, die noch die Walzhaut besitzen, eventuell mit Schutzanstrich, sofern dieser durch das Betonieren auf chemischem oder mechanischem Wege nicht Schaden leidet und die Zusammenwirkung zwischen Eisen und Beton nicht aufhebt, oder Beimengung der Schutzsubstanz zum Beton, z. B. Chromsalz nach Vorschlag B. Zschokke [3]); Anbringen eines Schutzanstriches auf die Betonsichtflächen zur Dichtung noch vorhandener oder eingetretener Poren oder Haarrisse, wie z. B. bei Objekt 3, das einen Indurinanstrich erhalten hatte, der selbst mit dem Sandstrahlgebläse nicht leicht zu entfernen war; Vermeidung von örtlichen Eisenanhäufungen, gute und möglichst gleichmässige Verteilung der Eisenanlagen.

Mit Bezug auf die *Tragwerksysteme* sei bemerkt, dass sich die Bauform des Objektes 3 am besten bewährt hat (Schutz der empfindlichen Eisenbetonkonstruktion durch das Gewölbe). Bei kontinuierlichen und auskragenden Konstruktionen erscheinen die über den Stützen auftretenden Risse gefährlich, da sie besonders der Feuchtigkeit ausgesetzt sind und weil selbst erhebliche Verrostungen unter der Fahrbahndecke nicht erkannt werden können. Es empfiehlt sich daher, die Stützenschnitte für die vollen Stützenmomente und nicht nur für diejenigen in der Säulenflucht zu bemessen. Einfache Balken werden sich am besten unterhaltungsfähig erweisen. Ferner sollte die Fahrbahnplatte so weit auskragend angeordnet und mit Wassernasen versehen werden, dass ein guter Schutz der Eisenbetonkonstruktion erzielt wird. Die Entwässerung hat längs der Bordsteine in besonderen Schalen zu erfolgen. Eisenbetongeländer sind der Temperaturwirkungen wegen in Abschnitte zu unterteilen.

Zum Schluss fassen wir die Ergebnisse unserer Untersuchungen kurz dahin zusammen, dass auch unsere Eisenbetonbauten nicht rissfrei geblieben sind, und dass sich bei den neuern, mehr als bei den ältern Bauten, die Folgen von Verrostungen, die jedoch nicht als gefährlich bezeichnet werden können, bemerkbar gemacht haben, im besondern der Ausführungsfehler wegen. Sollen Eisenbetonbauten auch in ungünstigen Verhältnissen sich bewähren und zu keinen schwierig ausführbaren und teuren Unterhaltarbeiten Anlass geben, was bisher neben der Billigkeit als wesentlicher Vorteil geltend gemacht wurde, so muss im Sinne der vorstehenden Ausführungen jeweilen in erster Linie eine geeignete Betonqualität aufgesucht und, gestützt auf einwandfreie Projekte, eine sorgfältige Herstellung der Bauten in jeder Hinsicht sichergestellt werden.

Wenn diese Zeilen neuerdings die Aufmerksamkeit der Fachkreise auf die *Wichtigkeit einer guten Projektierung* und *Ausführung* von Eisenbetonbauten lenken und damit auf die Bauweise verbessernd einzuwirken vermögen, so ist der Zweck erfüllt. Dass solche steten Hinweise nicht überflüssig sind, zeigt mit erschreckender Deutlichkeit eine kürzliche Aussprache hervorragender Eisenbetonfachmänner, die in der Zeitschrift «Beton und Eisen» erschienen ist [4]). Die vorstehenden, schon vor Jahren erschienenen Ausführungen des Verfassers haben daher nach wie vor ihre Gültigkeit behalten.

**Anmerkungen:**

[1]) Siehe „Schweiz. Bauzeitung", Band LXXI, S. 87, 1918.

[2]) S. B. Z., Band LXVII, Seite 153 (vom 18. März 1916), ferner Seite 287 gleichen Bandes (10. Juni 1916).

[3]) S. B. Z., LXV, Seite 123 und ff. (13. und 20. März 1915). Neuere Versuche der S. B. B. ergaben, dass mit Chromsalz versehene Zementmilch, die auf Eiseneinlagen aufgebracht wird, diese während mehreren Monaten vollständig vor Rostangriff schützt. Die Cementhaut wird nicht rissig wie bei einem blossen Cementmilchanstrich. Die Haftfestigkeit des Beton wird nicht vermindert.

[4]) Heft 3, 5 und 7 in „Beton und Eisen" 1926, ferner Riss- und Rostbildung bei Eisenbetonbauwerken. Mitteilung des deutschen Reichsverkehrsministerium vom 31. Okt. 1922.

## Hauptdaten der untersuchten Eisenbetonbrücken der S. B. B.

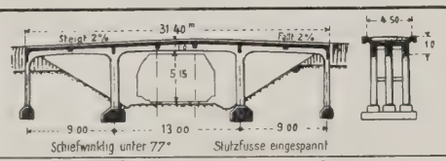
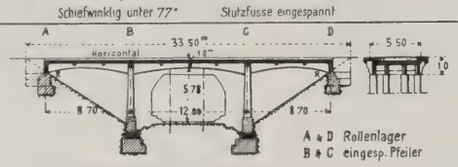
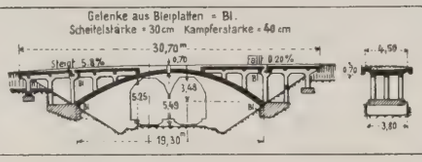
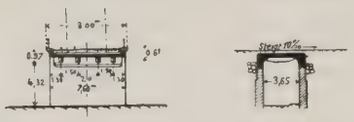
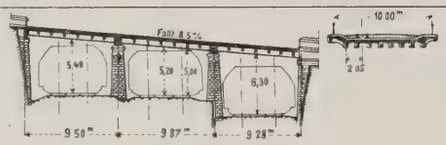
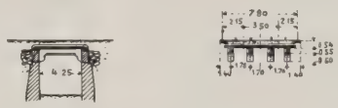
| Art der Brücke: Erstellungsjahr: | Bezeichnung des Bauwerkes Berechnungsgrundlagen: | Skizze des Objektes | Materialproben Beton | Materialproben Eisen | Art der Betonierung |
|---|---|---|---|---|---|
| № 1 Wegbrücke Juni–August 1907 | Strassenüberfahrtsbrücke bei Amriswil. Km. 79.00 Winterthur–Romanshorn 250 kg/m² und 6 t Wagen |   | PZ von Zwingen 300 kg/m³<br>Rheinkies von Rheineck<br>Proben: Alter bis 99 Tage<br>Säulen 193 – 198 kg/m²<br>Fahrbahn 126 – 146 " | gemäss Verordnung vom Jahre 1892 | Beton plastisch eingebracht |
| 2 Wegbrücke Dez. 1911 | Strassenüberfahrtsbrücke bei Eschlikon. Km 116.826 St. Margrethen–W'thur 350 kg/m² oder 12 t Wagen |   | PZ von Wildegg 300 kg/m³<br>$\beta_d$ = 350 kg/cm², $\beta_z$ = 33 kg/cm²<br>für Vorsatzbeton 350 kg/m³<br>Sand–Kies 1:2½<br>Schlagschotter von Langenargen + Flusskies von Pfungen<br>Vorsatzbeton aus Muschelkalk von Weesen<br>Proben: Alter 30 – 33 Tage<br>Säulen 166 – 189 kg/cm²<br>Fahrbahn 221 – 289 " | gemäss Verordnung vom Jahre 1892 | Beton plastisch eingebracht |
| 3 Wegbrücke Febr.–März 1913 | Strassenüberfahrtsbrücke bei Schnasberg Km. 129.097 St. Margrethen–W'thur 250 kg/m² oder 6 t Wagen |   | PZ von Wildegg 300 kg/m³<br>Grubenkiessand von Elgg.<br>Proben: Alter 28 Tage.<br>260 – 360 kg/cm². | gemäss Verordnung vom Jahre 1892 | Beton für Bogen erdfeucht, für Fahrbahn plastisch eingebracht |
| 4 Bahnbrücke 1900 | Wegunterführung bei Grossenried. Km. 84.637 Bern–Lausanne Verordnung 1892, Hauptbahnbelastung |   | | | |
| 5 Wegbrücke Frühjahr 1906 | Strassenüberfahrtsbrücke Montbrillant. Bahnhof Lausanne 450 kg/m² oder 20 t Wagen |   | PZ<br>Kies<br>Proben: Alter 28 – 57 Tage<br>Pfeiler 147 kg/cm²<br>Träger 177 – 298 kg/cm²<br>Fahrbahn 191 – 212 " | gemäss Verordnung vom Jahre 1892 | Beton plastisch eingebracht, stark gestampft |
| 6 Bahnbrücke 1897/1898 | Strassenunterführung Creux-du-Mas Km. 27.097 Lausanne – Genf Verordnung 1892, Hauptbahnbelastung |   | Ciment de St. Sulpice 400 kg/m³<br>Mörtel 1:3 bei Wasserlagerung:<br>$\beta_z$ = 18.7 – 21 kg/cm²<br>$\beta_d$ = 211 – 222 " | nicht entsprechend der Verordnung v. 1892<br>Dehnung 5%<br>Schweisseisen Gerlafingen<br>$\beta$ = 3.8 t/cm² | |

Abb. 1. Drucklufterzeugung für die Sandstrahlgebläse.

## Hauptdaten der untersuchten Eisenbetonbrücken der S. B. B.

| Wirkliche Belastungsweise: | Alter des Bauwerkes: Jahre | Luftklasse nach Perkuhn* Nr. (Reinigkeitsgrad d. Luft) | Ergebnisse der statischen Berechnung | | | | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| leicht belastet<br>pro Tag:<br>4–6 Fuhrwerke<br>40–50 Personen | 9 | II | Randträger: | Mitte Mittelöffnung: $\sigma_{bd} = -22{,}7$ kg/cm² | $\sigma_{bz} = +23{,}7$ kg/cm² | Berechnet als Rahmen<br>mit n = 20 und<br>Schwinden —<br>Temperatur ± 20°<br>E = 200 t/cm²<br>nach Berechnungsweise von Prof. Ritter. | Armierungsprozent: 0.85 % |
| | | | | über den Jochen: " = −18,0 " | " = +15,4 " | | " " = 0.69 % |
| | | | | Mitte Endöffnung: " = −19,3 " | " = +20,8 " | | " " = 0.52 % |
| | | | Zwischenträger: | Mitte Mittelöffnung: $\sigma_{bd} = -15{,}4$ kg/cm² | $\sigma_{bz} = +21{,}2$ kg/cm² | | " " = 0.95 % |
| | | | | über den Jochen: " = −16,2 " | " = +10,1 " | | " " = 0.82 % |
| | | | | Mitte Endöffnung: " = −12,6 " | " = +19,7 " | | " " = 0.70 % |
| mittelschwer belastet:<br>12 Fuhrwerke (pro Tag)<br>60 Personen | 6 | II | Innere Träger: | Mitte Mittelöffnung: $\sigma_{bd} = -16{,}1$ kg/cm² | $\sigma_{bz} = +26{,}8$ kg/cm² | Berechnet als Rahmen<br>mit n = 15<br>Schwinden − 20°<br>Temperatur ± 15°<br>E = 210 t/cm²<br>nach Berechnungsweise von Prof. Ritter. | Armierungsprozent = 0.61 % |
| | | | | über den Jochen: " = −18,4 " | " = +10,4 " | | " " = 0.54 % |
| | | | | Mitte Endöffnung: " = −12,9 " | " = +21,5 " | | " " = 0.61 % |
| leicht belastet | 3 | II | Fahrbahnlängsträger: | $\sigma_{bd} = -8.5$ kg/cm² | $\sigma_{bz} = 11.7$ kg/cm² | Berechnet als Bogen bezw. Balken<br>mit n = 15; E = —<br>Schwinden —<br>Temperatur —<br>nach Berechnungsweise von Prof. Ritter. | |
| | | | Stützen: | $\sigma_{bd} = -10.5$ " | — | | |
| | | | Bogen: | $\sigma_{bd} = -3.1$ " | = 15.7 kg/cm² | | |
| Hauptbahn<br>schwer belastet | 15 | II | Geleiseträger | $\sigma_{bd} = 20$ kg/cm² | $\sigma_{bz} = 25.0$ kg/cm² | Berechnet als Balken<br>mit n = 20<br>Schwinden —<br>Temperatur —<br>nach Berechnungsweise von Prof. Ritter. | Armierungsprozent = 1.38 % |
| schwer belastet<br>Trambelastung<br>seit Januar 1912. | 11 | III | Rand und Mittelträger: | $\sigma_{bd} \cong 30$ kg/cm² | $\sigma_{bz} \cong 38$ kg/cm² | Berechnet als Balken<br>mit n = 20<br>Schwinden —<br>Temperatur —<br>nach Berechnungsweise von Prof. Ritter. | Armierungsprozent = 1.42 % |
| Hauptbahn<br>Schwer belastet | 18 | II | Geleiseträger | $\sigma_{bd} = 21.6$ kg/cm² | $\sigma_{bz} = 24{,}9$ kg/cm² | Berechnet als Balken<br>mit n = 20<br>Schwinden —<br>Temperatur —<br>nach Berechnungsweise von Prof. Ritter | Armierungsprozent = 1.24 % |

Abb. 2. Reinigen der Sichtflächen durch Sandstrahlgebläse.

# Die Formgebung der gelenklosen Brückengewölbe mit Hilfe virtueller Zusatzlasten.

Von Dr. Ing. *Max Ritter*,

Direktor der Firma Ed. Züblin & Cie. A.-G., Zürich.

# Die Formgebung der gelenklosen Brückengewölbe mit Hilfe virtueller Zusatzlasten.

Von Dr. Ing. Max Ritter,
Direktor der Firma Ed. Züblin & Cie. A.-G., Zürich.

Die Bogenform der gelenklosen Brückengewölbe wird in der neuern Praxis meist so gewählt, daß die Bogenachse mit einer Stützlinie für das Eigengewicht zusammenfällt. Diese Formgebung hat sich wohl in erster Linie deshalb eingeführt, weil sie eine sehr einfache und genaue Berechnung der Spannungen vom Eigengewicht mit Hilfe der bekannten Methode der Ergänzungskraft ermöglicht. Die statischen Verhältnisse eines solchen Stützliniengewölbes befriedigen jedoch besonders bei kleinem Pfeilverhältnis nicht, denn infolge der Verkürzung der Bogenachse durch die Normalkräfte, durch eine gleichmäßige Abkühlung und bei Beton durch das Schwinden, weicht die wirkliche Stützlinie, die sogenannte „Drucklinie" von der Bogenachse ab und erzeugt in der Gegend des Scheitels positive, in der Gegend der Kämpfer negative Biegungsmomente, die bei flachen und steifen Gewölben hohe Werte erreichen. Dieser Spannungszustand läßt sich verbessern, wenn an Stelle des Stützlinienbogens eine etwas davon abweichende geeignetere Bogenachse gewählt wird. Ein direkter Weg zur Bestimmung der Form und Stärke von eingespannten Brückengewölben, analog dem Bemessungsverfahren für den Dreigelenkbogen, erscheint allerdings nicht möglich. Dagegen wird im folgenden ein Verfahren vorgeführt, das die Bogenform zu ermitteln erlaubt, die einzuhalten ist, damit die Drucklinie im Scheitel und an den Kämpfern beliebige vorgeschriebene Bedingungen erfüllt. Das Verfahren gestattet z. B. ohne Schwierigkeit, die Bogenachse zu finden, bei der die Drucklinie nach der Verkürzung der Bogenachse durch die Schwerpunkte des Scheitels und der Kämpfer läuft. Als Vorteil des Verfahrens dürfte gelten, daß die bequeme Methode der Ergänzungskraft zur Berechnung der Schnittkräfte und Schnittmomente vom Eigengewicht in der Hauptsache beibehalten werden kann, und man nicht gezwungen ist, auf die allgemeine Berechnungsweise des Gewölbes mit beliebiger Bogenform zurückzugreifen; für die Anwendbarkeit des Verfahrens erscheint dies von wesentlicher Bedeutung.

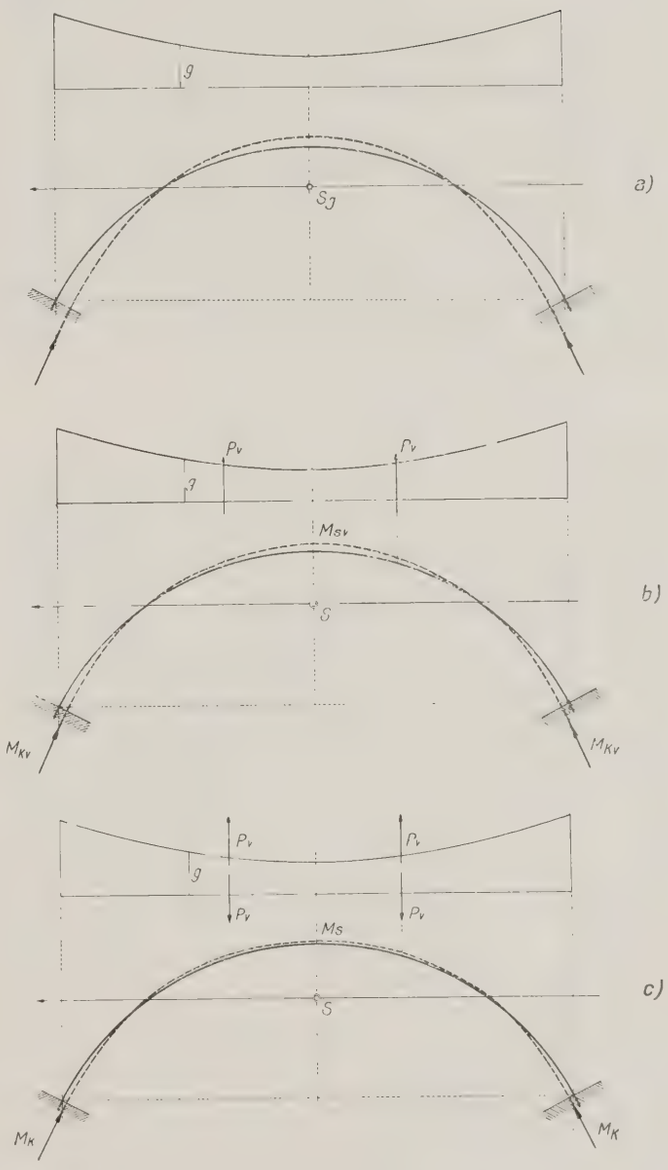



Abb. 1: Einführung virtueller Zusatzlasten.

## 1. Das Prinzip des Verfahrens.

Das Verfahren beruht auf dem Gedanken, als Bogenachse eine Stützlinie für das Eigengewicht zuzüglich gewisser virtueller Zusatzlasten zu wählen. Für diesen gedachten Belastungszustand berechnen sich die Biegungsmomente und Normalkräfte wie beim gewöhnlichen Stützliniengewölbe nach der Methode der Ergänzungskraft. Um die Wirkung des Eigengewichtes allein zu erhalten, hat man nur nötig, den Einfluß der virtuellen Lasten für sich zu ermitteln und ihn von obigem gedachten Belastungszustand zu subtrahieren. Lage und Größe der virtuellen Zusatzlasten ergeben sich aus den Bedingungen, denen der Verlauf der Drucklinie im Scheitel und an den Kämpfern unterworfen werden soll.

Im folgenden möge das Verfahren an Hand von Abb. 1 etwas näher erläutert werden, wobei wir uns der Einfachheit halber auf den symmetrischen Bogen beschränken; die Erweiterung auf unsymmetrische Gewölbe bietet keine prinzipiellen Schwierigkeiten.

Das Belastungsgesetz für das Eigengewicht (g) liege vor. Wird die Bogenachse als Stützlinie für das

Eigengewicht allein geformt, so verläuft die Drucklinie, wie in Abb. 1 a skizziert; es entstehen positive Momente im Scheitel und negative Momente an den Kämpfern. Um diese Momente zu reduzieren, denken wir uns zum Eigengewicht (g) die beiden symmetrisch zum Scheitel nach a u f w ä r t s wirkenden virtuellen Kräfte $P_v$ hinzugefügt, und zeichnen als verbesserte Bogenachse die Stützlinie für das Eigengewicht zuzüglich dieser virtuellen Zusatzlasten. Die Drucklinie für diesen gedachten Belastungszustand ist in Abb. 1 b angegeben; sie weicht von der Drucklinie der Abb. 1 a etwas ab, weil die Bogenform und der Horizontalschub der Stützlinie geändert wurden. Für den Belastungszustand $(g + P_v)$ einschließlich einer eventuellen weiteren Verkürzung der Bogenachse durch Abkühlung oder Schwinden des Betons möge das Biegungsmoment im Scheitel mit $M_{sv}$, das Biegungsmoment an den Kämpfern mit $M_{kv}$ bezeichnet werden. Da in Wirklichkeit die virtuellen Kräfte $P_v$ nicht vorhanden sind, so müssen sie nachträglich eliminiert werden. Wir überlagern daher dem gedachten Belastungszustand $(g + P_v)$ die weitere in Abb. 1 c angegebene Belastung, die aus zwei symmetrischen, a b w ä r t s wirkenden Kräften von der Größe $P_v$ besteht und die virtuelle Zusatzbelastung wieder aufhebt. Bezeichnen wir mit $\Delta M_s$ das Scheitelmoment und mit $\Delta M_k$ das Kämpfermoment für den letztgenannten Belastungszustand $(-P_v)$, so lauten die endgültigen Biegungsmomente

$$\left.\begin{aligned} &\text{im Scheitel:} && M_s = M_{sv} + \Delta M_s, \\ &\text{an den Kämpfern:} && M_k = M_{kv} + \Delta M_k \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

Schreibt man der Drucklinie ihren Verlauf im Scheitel und an den Kämpfern vor, und wählt entsprechend $M_s$ und $M_k$, so berechnen sich nach diesen Formeln die Momente $\Delta M_s$ und $\Delta M_k$, die durch die virtuellen Zusatzlasten beseitigt werden müssen und die Größe der Kräfte $P_v$ bedingen. Eine Schwierigkeit des Verfahrens liegt allerdings darin, daß auch die Momente $M_{sv}$ und $M_{kv}$ von der Bogenform abhängen, welche ihrerseits erst nach Ermittlung der virtuellen Zusatzlasten endgültig festgelegt werden kann. Man ist daher in der Regel gezwungen, für $M_{sv}$ und $M_{kv}$ zunächst provisorisch die Werte einzusetzen, die sich für geschätzte Zusatzkräfte oder für $P_v = o$ ergeben und das Verfahren nach Ermittlung der virtuellen Lasten zu wiederholen.

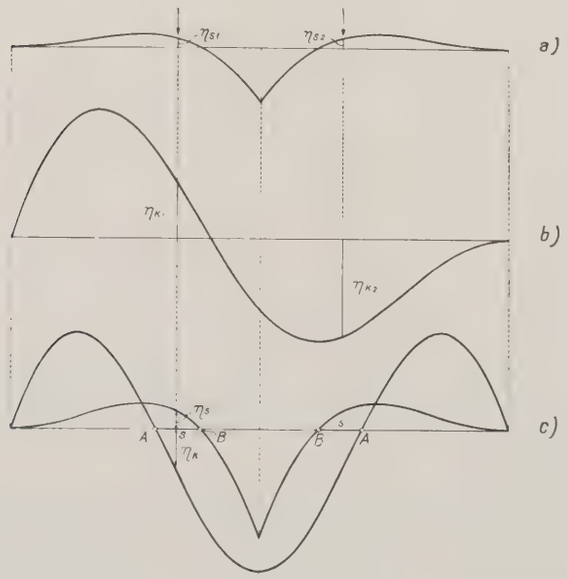



Abb. 2: Einfluß-Summenlinien für Scheitel- und Kämpfermoment.

### 2. Die Lage der virtuellen Zusatzlasten.

Durch die nach abwärts gerichteten Lasten $P_v$ soll das positive Scheitelmoment $M_{sv}$ auf den Betrag $M_s$ und das negative Kämpfermoment $M_{kv}$ auf den Betrag $M_k$ reduziert werden. Daraus folgt die Lage der Lasten $P_v$, die so gewählt werden muß, daß $\Delta M_s$ negativ und $\Delta M_k$ positiv ausfallen. Damit dies zutrifft, müssen die Lasten $P_v$ innerhalb eines verhältnismäßig engen Bereiches liegen, den man am einfachsten findet, indem man die Einflußlinie für die Momente im Scheitel und Kämpfer ermittelt und hieraus die E i n f l u ß s u m m e n l i n i e n für zwei symmetrisch zum Scheitel liegende Lasten aufträgt, vergl. Abb. 2. Bezeichnen $\eta_1$ und $\eta_2$ die Einflußordinaten der Lasten $P_v$, so ist die Ordinate der Einflußsummenlinie definiert durch $\eta = \eta_1 + \eta_2$: sie gibt den Einfluß beider Lasten $P_v$ durch eine einzige Ordinate wieder. In Abb. 2 c sind die Einflußsummenlinien für das Scheitel- und das Kämpfermoment aufgetragen. Ihre Lastscheiden bezeichnen die Punkte, wo die Momente $\Delta M_s$ und $\Delta M_k$ ihr Vorzeichen wechseln. Die Lasten $P_v$ müssen darnach innerhalb der Strecken s liegen, da nur dort die Ordinaten der beiden Einflußsummenlinien verschiedene Vorzeichen haben. Man erkennt aus Abb. 2 c auch sofort, daß die virtuellen Zusatzlasten $P_v$ stets nach aufwärts gerichtet anzunehmen sind, solange die Lastscheiden B innerhalb der Lastscheiden A liegen; denn nur dann entstehen durch die entgegengesetzten Kräfte $P_v$ gleichzeitig negative Scheitelmomente und positive Kämpfermomente. Greifen die Lasten $P_v$ außerhalb der Lastscheiden $A$ an, so werden $\Delta M_s$ und $\Delta M_k$ negativ; diese Stellung verbessert also den Spannungszustand im Scheitel und verschlechtert ihn an den Kämpfern. Innerhalb der Lastscheiden B entstehen durch die Kräfte $(-P_v)$ positive Scheitel- und Kämpfermomente; in diesem Falle werden durch die Einführung der virtuellen Zusatzlasten lediglich die Kämpfermomente reduziert, während der Spannungszustand im Scheitelquerschnitt ungünstiger wird. Durch die Strecken s ist jedoch die Lage der virtuellen Zusatzlasten noch nicht vollständig festgelegt, sondern sie variiert je nach dem Verhältnis der zu beseitigenden Momente $\Delta M_s$ und $\Delta M_k$. Man findet durch

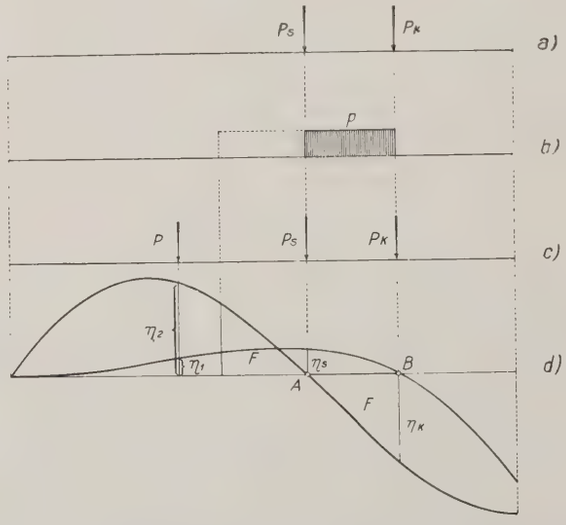



Abb. 3: Verschiedene Arten virtueller Zusatzlasten.

Probieren rasch die definitive Lage, bei der, wie leicht einzusehen, die Proportion

$$\eta_s : \eta_k = \Delta M_s : \Delta M_k \qquad (2)$$

besteht.

### 3. Die Größe der virtuellen Zusatzlasten.

Bisher wurden der Einfachheit halber als virtuelle Zusatzlasten zwei Einzellasten $P_v$ angenommen. Ihre Größe berechnet sich mit Hilfe der Ordinaten der Einflußsummenlinien zu

$$P_v = \frac{\Delta M_s}{\eta_s} = \frac{\Delta M_k}{\eta_k} \qquad (3)$$

In der Regel wird man jedoch vorziehen, als virtuelle Zusatzlasten zwei oder mehrere Lastgruppen zu wählen, weil damit eine gleichmäßigere Korrektur der Bogenform zu erzielen ist. Besonders einfach gestaltet sich die Berechnung, wenn als virtuelle Zusatzlasten zwei symmetrische nach aufwärts wirkende Lastgruppen $P_s$ und $P_k$ gewählt werden, die in den Lastscheiden angreifen, vergl. Abb. 3 a. Dann entfällt die Bestimmung der Lage nach Gleichung (2) und man erreicht außerdem, daß die eine Lastgruppe blos das Scheitelmoment, die andere bloß die Kämpfermomente beeinflußt. Die Größe der Zusatzlasten berechnet sich nach den Formeln

$$P_s = \frac{\Delta M_s}{\eta_s}, \quad P_k = \frac{\Delta M_k}{\eta_k} \qquad (4)$$

Bei flachen Gewölben wird man noch zweckmäßiger als virtuelle Zusatzlasten Streckenbelastungen vorziehen, vergl. Abb. 3 b. Läßt man die gleichförmige Belastung p längs der Strecken s wirken, so reduziert sich das Scheitel- und Kämpfermoment im Verhältnis der Einflußsummenflächen $F_s$ und $F_k$. Soll ein anderes Verhältnis erreicht werden, so kann man die gleichmäßig verteilte Belastung p über die Lastscheiden A hinausgreifen lassen; das Maß ist durch Probieren so zu bestimmen, daß die Beziehung besteht

$$p = \frac{\Delta M_s}{F_s} = \frac{\Delta M_k}{F_k} \qquad (5)$$

Besonders erwähnt sei noch der Sonderfall, in welchem die Zusatzlasten bloß das Scheitelmoment beeinflussen, wogegen die Kämpfermomente unberührt bleiben. Dieser Sonderfall hat besondere Bedeutung bei flachen Gewölben, wo es häufig erwünscht ist, den Scheitelquerschnitt zu reduzieren, während die Abmessungen der Kämpfer ohne Belang sind. In diesem Falle empfiehlt es sich, gemäß Abb. 3 c drei virtuelle Lastgruppen $P_s$, $P_k$ und P einzuführen und das Verhältnis von $P_k$ und P so zu wählen, daß die Beziehung besteht

$$P_k \eta_k + P \eta_2 = 0.$$

Alsdann erzeugen die virtuellen Lasten keine Kämpfermomente, wohl aber das negative Scheitelmoment

$$\Delta M_s = P_s \eta_s + P \eta_1 \qquad (6)$$

Analog läßt sich auch die virtuelle Streckenbelastung so anordnen, daß sie das Kämpfermoment unberührt läßt, indem man sie gemäß Abb. 3 d so weit über die Lastscheiden A hinausführt, bis die Einflußsummenflächen F inhaltsgleich werden.

Als virtuelle Zusatzbelastung kann schließlich auch die halbe, über die ganze Spannweite gleichförmig verteilte Verkehrslast betrachtet werden, wie in der älteren Literatur nach dem Vorschlag von T o l k m i t t empfohlen wird. Man erkennt jedoch an Hand der Einflußsummenlinien für die Scheitel- und Kämpfermomente leicht, daß sich die sogenannte

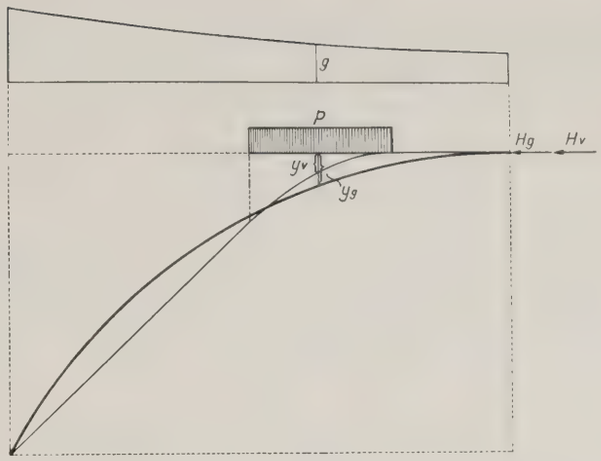



Abb. 4: Analytische Berechnung der Bogenform.

Tolkmittsche „Normalbelastung" zur Formgebung der gelenklosen Brückengewölbe nicht eignet. Im Scheitel tritt zwar eine geringe Entlastung ein, der aber eine wesentliche Zunahme der Kämpfermomente gegenübersteht. Zu beanstanden ist auch, daß beim Vorschlage von Tolkmitt die Zusatzlasten unabhängig vom Grade der Verkürzung der Bogenachse gewählt werden.

### 4. Analytische Berechnung der Bogenachse.

Es empfiehlt sich in jedem Falle, die Ordinaten der Bogenachse sorgfältig auf analytischem Wege zu berechnen, da die graphische Bestimmung zu ungenau ist. Am einfachsten ermittelt man in bekannter Weise die Abstände von der Scheitelwagrechten, indem man die Kragmomente $M_o$ der Belastung vom Scheitel her durch den Horizontalschub der Stützlinie durch Scheitel- und Kämpfermitte dividiert. Zweckmäßig berechnet man zunächst die beiden Stützlinien für das Eigengewicht und die virtuellen Zusatzlasten g e t r e n n t und findet dann die Abweichung der Bogenachse von der Stützlinie für das Eigengewicht wie folgt (vergl. Abb. 4).

Bezeichnen $y_g$ die Ordinate der Stützlinie für das Eigengewicht, $y_v$ die entsprechende Ordinate der Stützlinie für die virtuelle Zusatzbelastung, $H_g$ und $H_v$ die entsprechenden Horizontalschübe, $M_{og}$ und $M_{ov}$ die entsprechenden Kragmomente der Belastung vom Scheitel her, so bestehen die Beziehungen

$$y_g = \frac{M_{og}}{H_g}, \qquad y_v = \frac{M_{ov}}{H_v}.$$

Die Ordinate der Gewölbeachse ergibt sich zu

$$y = \frac{M_{og} + M_{ov}}{H_g + H_v} = \frac{y_g H_g + y_v H_v}{H_g + H_v}.$$

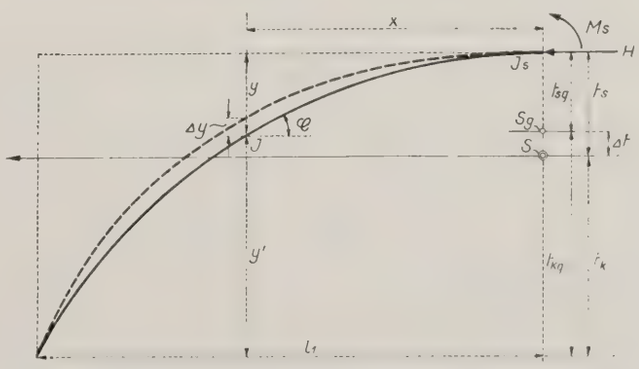



Abb. 5: Bestimmung des elastischen Schwerpunktes.

Die Abweichung $\Delta y$ der Bogenachse von der Stützlinie für Eigengewicht beträgt somit

$$\Delta y = y - y_g = \frac{y_g H_g + y_v H_v}{H_g + H_v} - y_g$$

$$= (y_v - y_g) \frac{H_v}{H_g + H_v} . \qquad (7)$$

Man erkennt hieraus, daß die Abweichung $\Delta y$ proportional der Ordinatendifferenz $(y_v - y_g)$ und um so kleiner ist, je kleiner $H_v$ im Verhältnis zu $H_g$ gewählt wird. Da die virtuellen Lasten nach aufwärts gerichtet sind, so ist in Gleichung (7) $H_v$ mit negativem Vorzeichen einzusetzen.

### 5. Berechnung der Biegungsmomente und der Drucklinie.

Nachdem die Bogenform endgültig festgelegt ist, läßt sich das Biegungsmoment in irgendeinem Querschnitt herrührend vom Eigengewicht, sowie einer beliebigen Verkürzung der Bogenachse, leicht berechnen (vergl. Abb. 5). Bezeichnet wiederum $H_g$ den Horizontalschub der Stützlinie durch Scheitel- und Kämpfermitte (exkl. die virtuellen Lasten) und H den Horizontalschub der wirklichen Drucklinie, so ist das Moment an irgendeiner Stelle der Bogenachse

$$M = M_o + M_s + H \cdot y .$$

Für einen Punkt der Stützlinie durch Scheitel- und Kämpfermitte läßt sich anschreiben

$$o = M_o + H_g \cdot y_g ,$$

woraus durch Subtraktion

$$M = M_s + H \cdot y - H_g \cdot y_g \qquad (8)$$

entsteht. Auf den Kämpferquerschnitt angewendet, liefert diese Gleichung

$$M_k = M_s + H f - H_g f ;$$

daraus folgt

$$H = H_g + \frac{M_k - M_s}{f} . \qquad (9)$$

Führt man diesen Wert in Gleichung (8) ein und setzt wie früher $\Delta v = y - y_g$, sowie $y' = f - y$, so erhält man für das Biegungsmoment M die einfache Formel

$$M = M_s \frac{y'}{f} + M_k \frac{y}{f} + H_g \cdot \Delta y . \qquad (10)$$

Der Verlauf der Drucklinie läßt sich mit Hilfe dieser Gleichung leicht verfolgen. Die Drucklinie schneidet die Bogenachse in den Punkten $M = o$. Gleichung 10 lautet für diese Schnittpunkte

$$o = M_s \left(1 - \frac{y}{f}\right) + M_k \frac{y}{f} + H_g \cdot \Delta y ,$$

woraus

$$y = \frac{M_s + H_g \cdot \Delta y}{M_s - M_k} f . \qquad (11)$$

Die Exzentrizität der Drucklinie ist im Scheitel:

$$e_s = \frac{M_s}{H} = \frac{M_s}{H_g + \frac{M_k - M_s}{f}} ;$$

an den Kämpfern:

$$e_k = \frac{M_k}{H} = \frac{M_k}{H_g + \frac{M_k - M_s}{f}} .$$

Das Biegungsmoment M erreicht innerhalb der Spannweite Höchstwerte für

$$\frac{dM}{dx} = o , \text{ oder } \frac{dy}{dx} = \frac{H_g f}{M_s - M_k} \cdot \frac{d(\Delta y)}{dx} .$$

Da $\Delta y$ in der Regel nicht einem stetigen Gesetze folgt, so ist diese Gleichung nur durch Probieren zu lösen. Man erkennt, daß im allgemeinen die Größtwerte der Momente nicht mit den Größtwerten von $\Delta y$ zusammenfallen.

Von besonderm Interesse ist noch der Sonderfall, daß die Drucklinie durch Scheitel- und Kämpfermitte geht. $(M_s = M_k = o)$. Dann lauten die Gleichungen (9 und 10)

$$H = H_g , \qquad M = H_g \cdot \Delta y . \qquad (12)$$

Das Biegungsmoment M verschwindet in diesem Falle an den Stellen $\Delta y = o$ und erreicht Höchstwerte für $\Delta y_{max.}$

### 6. Bestimmung des elastischen Schwerpunktes.

Die Aenderung der Bogenachse durch die virtuellen Zusatzlasten bedingt im allgemeinen auch eine Aenderung der Lage des Schwerpunktes der „elastischen Gewichte"

$$dw = \frac{ds}{E J} = \frac{dx}{E J \cos \varphi}$$

der einzelnen Bogenelemente von der Länge ds, dem veränderlichen Trägheitsmoment I und dem Neigungswinkel $\varphi$. Da die Kenntnis des Schwerpunktes dieser elastischen Gewichte zur Berechnung nach der Elastizitätstheorie in erster Linie benötigt wird, so möge nachstehend noch die Formel abgeleitet werden, welche die Lage des Schwerpunktes als Funktion der Scheitel- und Kämpfermomente wiedergibt.

Im allgemeinen ändert sich die Größe der elastischen Gewichte infolge einer Aenderung der Bogenform, schon deshalb, weil sich der Neigungswinkel $\varphi$ der Bogenelemente ändert. Benützt man jedoch für den Verlauf des Trägheitsmomentes J das vom Verfasser seinerzeit empfohlene Gesetz gemäß Abb. 5

$$\frac{J_s}{J \cos \varphi} = 1 - (1-n) \frac{x^2}{l_1^2} ,$$

so lautet der Ausdruck für die elastischen Gewichte

$$dw = \frac{dx}{E J_s} \left[1 - (1-n) \frac{x^2}{l_1^2}\right] ;$$

die Größe der elastischen Gewichte ist alsdann, wie ersichtlich, unabhängig von der Bogenform und ebenso auch ihre Summe. Dies trifft übrigens auch bei andern Querschnittsgesetzen zu, sobald nur $J \cos \varphi$ eine Funktion von x allein ist.

Der Abstand des elastischen Schwerpunktes von der Kämpferwagrechten ergibt sich nach bekannter Formel zu

$$t_k = \frac{\int y' dw}{\int dw} .$$

Hätte man die Bogenachse als Stützlinie vom Eigengewicht allein gewählt, so wäre

$$t_{kg} = \frac{\int (y' + \Delta y)\, dw}{\int dw} .$$

Unter der genannten Voraussetzung, daß die elastischen Gewichte von der Bogenform unabhängig sind,

ergibt sich somit für die Aenderung der Lage des Schwerpunktes infolge der virtuellen Lasten

$$\Delta t = t_{kg} - t_k = \frac{\int \Delta y \, dw}{\int dw} .$$

Für $\Delta y$ liefert Gleichung (10)

$$\Delta y = \frac{1}{H_g} \left( M - M_s \frac{y'}{f} - M_k \frac{y}{f} \right),$$

so daß

$$\int \Delta y \, dw = \frac{1}{H_g} \left( \int M \, dw - \frac{M_s}{f} \int y' \, dw - \frac{M_k}{f} \int y \, dw \right).$$

Setzt man noch

$$\int y \, dw = t_s \cdot \int dw$$

und beachtet, daß beim gelenklosen Bogen infolge der Einspannung der Kämpfer

$$\int M \, dw = o$$

ist, so wird

$$\int \Delta y \, dw = - \frac{\int dw}{H_g f} (M_s \cdot t_k + M_k \cdot t_s)$$

und darnach

$$\Delta t \quad \frac{\int \Delta y \, dw}{\int dw} = - \frac{M_s \, t_k + M_k \, t_s}{H_g \, f} . \qquad (13)$$

Man kann hier noch die Abstände des Schwerpunktes der Bogenachse für das Eigengewicht allein einführen, indem man setzt

$$t_s = t_{sg} + \Delta t \, , \; t_k = t_{kg} - \Delta t \, .$$

Dann ergibt sich

$$\Delta t = \frac{M_s \, t_{kg} + M_k \, t_{sg}}{M_s - M_k - H_g \, f} . \qquad (14)$$

Die Ausdrücke (13) und (14) verschwinden, wenn durch die virtuellen Zusatzlasten die Momente $M_s$ und $M_k$ ganz beseitigt werden. Auch in dem allgemeinern Falle, daß die Proportion besteht

$$\frac{M_s}{M_k} = - \frac{t_s}{t_k} , \qquad (15)$$

wird die Lage des elastischen Schwerpunktes durch die Einführung virtueller Zusatzlasten nicht verändert. Wie aus der Gewölbetheorie bekannt ist, genügen insbesondere die Biegungsmomente, die von der Verkürzung der Bogenachse herrühren, der Proportion (15).

### 7. Schlußbemerkungen.

Obgleich sich mit Hilfe virtueller Zusatzlasten die Bogenachse leicht so bestimmen läßt, daß die Drucklinie vom Eigengewicht und einer beliebigen Verkürzung der Bogenachse durch die Schwerpunkte des Scheitels und der Kämpfer geht, so empfiehlt sich diese Formgebung bei flachen Gewölben nicht, weil sie an gewissen Stellen zwischen Scheitel und Kämpfer Momente zur Folge hat, welche die Größe des Scheitelmomentes wesentlich überschreiten. Man erreicht in der Regel eine statisch günstigere Bogenachse, wenn man sich darauf beschränkt, $M_s$ und $M_k$ im Vergleich zu den Werten des Stützliniengewölbes so zu reduzieren, daß das größte Moment zwischen Scheitel und Kämpfer gleich oder wenig größer als $M_s$ wird. Das Maß der Reduktion, resp. die dazu erforderliche Größe der virtuellen Belastung, hängt von der Wahl des Gesetzes für die Querschnittsänderung ab und ergibt sich durch Probieren. Bei gegebenem Querschnittsgesetz gelingt es auf diesem Wege leicht, die virtuelle Belastung so zu wählen, daß im Scheitel, Kämpfer und an einer weitern Stelle die eine Randspannung aus allen Einflüssen den zulässigen Wert erreicht; im Gegensatz zum Dreigelenkbogen ist jedoch beim gelenklosen Gewölbe eine weitergehende Anpassung nicht möglich, was sich theoretisch streng begründen läßt.

Liegt eine Brücke mit durchbrochenem Aufbau vor, bei der die Lasten der Fahrbahn durch Säulen oder Querwände mittelbar auf das Gewölbe übertragen werden, so ist es zweckmäßig, als virtuelle Zusatzbelastung gemäß Abb. 3 a und 3 c zwei oder drei Einzellasten zu wählen und dieselben mit konzentrierten Eigenlasten zusammenfallen zu lassen, wodurch unerwünschte Krümmungsänderungen der Bogenachse vermieden werden. Bei Brücken mit vollem Aufbau rechnet man besser mit Streckenbelastungen nach Abb. 3 b.

Schließlich möge noch auf die Schwierigkeit hingewiesen werden, die darin besteht, daß die Einflußlinien und damit die Einflußsummenlinien ihren Verlauf mit der Bogenform etwas ändern, weshalb die Berechnung der virtuellen Zusatzlasten zunächst mit Hilfe der Einflußsummenlinien für eine vorläufige Bogenform durchgeführt und nach Festlegung der Bogenachse wiederholt werden muß. Die Anwendung des Verfahrens hat gezeigt, daß diese Schwierigkeit praktisch ohne Belang ist.

*

Das geschilderte Verfahren zur Formgebung gelenkloser Brückengewölbe mit Hilfe virtueller Zusatzlasten wurde in der Schweiz erstmals bei der Formgebung des Eisenbetonbogens der neuen Hundwilertobelbrücke im Kt. Appenzell (Spannweite = 105 m) benützt. Bei der verhältnismäßig großen Pfeilhöhe (36 m) genügte es, als virtuelle Zusatzlasten zwei symmetrische nach aufwärts wirkende Kräfte $P_v = 31$ T. im Abstande von je 29 m von den Kämpferlotrechten einzuführen. Diese virtuelle Belastung bedingte eine Aenderung der Bogenachse von max. 10 cm, wodurch bereits eine wesentliche Verbesserung des Spannungszustandes erzielt und als erwünschte Folge davon eine symmetrische Armierung der Gewölbequerschnitte ermöglicht wurde.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Les Résistances au Roulement de Sphères et de Cylindres sur des Plans.

Etude Théorique et Expérimentale par **A. Dumas**, Ingénieur,

Professeur à l'Université de Lausanne,

Chef du Laboratoire d'Essais de Matériaux de l'Ecole d'Ingénieurs.

# Les Résistances au Roulement de Sphères et de Cylindres sur des Plans.

Etude Théoriques et Expérimentale par *A. Dumas,* Ingénieur, Professeur à l'Université de Lausanne,
Chef du Laboratoire d'Essais de Matériaux de l'Ecole d'Ingénieurs.

## Introduction.

En mécanique, on utilise des roulements dans de nombreux cas pour diminuer la résistance qui s'oppose au déplacement relatif de deux corps. Ces roulements sont formés par des sphères ou des cylindres (rouleaux) placés entre des chemins de roulement solidaires des organes devant être mûs. Ces mécanismes sont de types connus aussi n'est-il pas nécessaire d'entrer dans le détail de leur disposition.

Le constructeur élaborant un mécanisme dans lequel entre un roulement doit connaître les caractéristiques suivantes:

1° Quelle est la charge admissible d'une sphère ou d'un cylindre en contact avec un chemin de roulement de forme donnée?

2° Quelle est la résistance qui s'oppose au roulement d'une sphère ou d'un cylindre chargé sur son chemin de roulement?

Ces deux questions ont fait l'objet de recherches systématiques au Laboratoire d'essais de matériaux de l'Ecole d'Ingénieurs de l'Université de Lausanne.

La question de la charge admissible de sphères et de cylindres a déjà été l'objet d'une publication.[1])

Quant à la seconde question c'est celle qui sera traitée dans cette étude.

Nous commencerons d'abord par traiter le cas de la sphère, puis après nous étudierons celui du cylindre.

Ces recherches se feront spécialement pour le cas du chemin de roulement plan.

## Considérations théoriques.

Mathématiquement, une sphère reposant sur un plan est en contact avec ce plan en un seul point. La pression en ce point de contact mathématique par conséquent est infiniment grande dès que la charge de la sphère a une valeur finie. Mais sous l'effet de la charge, tant la sphère que le chemin de roulement se déforment; le point de contact devient une surface et par conséquent les pressions cessent d'être infinies dans la région du contact. Le régime des pressions dans la région du contact d'une sphère et d'un plan ainsi que le régime des déformations est défini par les lois de Hertz que l'on trouve dans la plupart des ouvrages d'élasticité et de résistance des matériaux. Nous supposerons ces lois connues.

Les formules établies par Hertz ont été contrôlées expérimentalement par bien des chercheurs et les opinions ne semblent pas unanimes: Alors que certains expérimentateurs trouvent les formules de Hertz correctes, d'autres les critiquent, non sans raison, et proposent de les rectifier. De notre côté, nous avons également fait des recherches dans ce sens et nous arrivons à la conclusion que les formules de Hertz peuvent très bien être considérées comme exactes, mais ceci à condition que la limite d'élasticité des corps ne soit pas dépassée dans la région du contact. Ceci nous paraît si vrai que nous le considérerons même comme critère pour définir la charge limite avec laquelle une sphère peut être chargée sans que la limite d'élasticité ne soit dépassée en aucun point de la région du contact: Nous définirons cette charge limite comme la charge jusqu'à laquelle les lois de Hertz relatives aux déformations dans la région du contact sont valables. Cette charge limite, on le voit, est assez mal définie, mais c'était à prévoir.

Ceci dit, revenons à la question de la résistance au roulement et recherchons-en la cause. Lorsqu'une sphère roule sur un plan et que la charge est telle que des déformations permanentes du système se produisent, on voit très bien par quel phénomène une résistance s'oppose au roulement de la sphère. Mais lorsqu'on se trouve dans un cas de charge tel que les déformations du système soient élastiques, on ne voit pas très bien la cause profonde de cette résistance. Elle s'explique toutefois assez vite si l'on remarque que toute déformation d'un corps, même si faible soit-elle, n'est jamais rigoureusement élastique et qu'elle est toujours accompagnée de quelque déformation permanente, parfois trop faible pour être mise en évidence par des appareils de mesure mais qui n'en existe pas moins. Nous allons donc rechercher le jeu des pressions et des forces dans la région du contact d'une sphère et d'un plan et nous rechercherons à en déduire une loi définissant sa résistance au roulement.

Considérons une sphère de diamètre d reposant sur un plan et chargée par une force P agissant dans la direction du diamètre de la sphère perpendiculaire au plan. (Voir fig. 1.) Il en résulte une déformation dans la région du contact et un certain régime de pressions $p_x$ s'y établit. La déformation et le régime des pressions sont définis par les lois de Hertz.[2])

Astreignons maintenant la sphère à rouler dans le sens de la flèche et cherchons le moment M qu'il faut pour produire ce mouvement. Dès que le mouvement intervient, les pressions se séparent en deux catégories: Les pressions agissant à gauche du diamètre AA et celles agissant à droite. Les pressions de gauche sont motrices tandis que celles de droite s'opposent au mouvement. On peut maintenant calculer exactement la position de la résultante des pressions sur chacune des moitiés de la surface d'appui. Cela est possible car les lois de Hertz définissent parfaitement la répartition des pressions dans la région du contact. En faisant le calcul, on trouve que la résultante des pressions agissant sur le demi-cercle d'appui se trouve à la distance

$$t = \frac{3}{16} \cdot D \qquad (1)$$

où D est le diamètre de la surface de contact.

Son intensité, cela va sans dire, est égale à $\frac{P}{2}$

Le moment idéal du couple moteur des forces élastiques est par conséquent:

$$M_i \text{ moteur} = +\frac{P}{2} \cdot t \qquad (2)$$

et ce moment est égal à celui de la résistance élastique idéale:

$$M_i \text{ résist} = -\frac{P}{2} \cdot t \qquad (3)$$

Le moment du couple nécessaire pour entretenir la rotation du système est égal à la somme des deux moments et devient nul dans notre cas de déformations présentant un caractère rigoureusement élastique.

Mais le phénomène n'est pas rigoureusement élastique et il n'est pas rigoureusement réversible, par conséquent, la force motrice du côté moteur ne sera pas égale à $\frac{P}{2}$ mais elle lui sera inférieure et le moment effectif moteur sera inférieur au moment idéal moteur. Nous poserons alors:

$$M_e \text{ moteur} = +\frac{P}{2}(1-e) \cdot t \qquad (4)$$

De même pour le moment effectif du couple résistant. En raisonnant de la même manière nous voyons que nous pouvons poser:

$$M_e \text{ résist} = -\frac{P}{2}(1+e) \cdot t \qquad (5)$$

Le moment du couple s'opposant au mouvement dans ces conditions devient:

$$M = \frac{P}{2}(1+e)\,t - \frac{P}{2}(1-e)\,t = P \cdot e \cdot t \qquad (6)$$

(La justification des signes est évidente.)

Dans ces formules, e est un coefficient numérique variant entre 0 et 1. Il serait égal à 0 dans le cas d'un roulement accompagné de déformations rigoureusement élastique et réversibles. Il serait par contre égal à 1 pour le cas de déformations absolument irréversibles et où l'on ne récupérerait aucune force élastique. Ce dernier cas est un extrême mais qui ne doit pas être accepté sans réserves car dès que nous sommes dans un tel cas, les lois de Hertz cessent d'être applicables, la répartition des pressions cesse d'être celle que nous avons mise à la base de nos calculs et par conséquent nos raisonnements cessent d'être corrects. La formule 6 sera donc correcte à condition que e soit un petit nombre, compris entre 0 et 1.

Suivant l'usage, introduisons le bras de levier de la résistance au roulement de la sphère; nous avons donc, par définition:

$$M = P \cdot f \qquad (7)$$

D'où résulte en vertu de l'équation 6:

$$f = e \cdot t \qquad (8)$$

La longueur t est liée au diamètre de l'empreinte D par l'équation 1, d'autre part le diamètre D est lié à la charge P de la sphère et à son diamètre d par la formule de Hertz qui, pour le cas d'une sphère et d'un plan d'acier devient:

$$D = 10^{-2} \cdot 1{,}36 \left(\frac{P}{d^2}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot d \qquad (9)$$

Nous pouvons par conséquent éliminer les termes t et D entre les équations 1, 8 et 9, et ceci donne:

$$f = \frac{3}{16} \cdot D \cdot e = 10^{-3} \cdot 2{,}55 \left(\frac{P}{d^2}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot d \cdot e \qquad (10)$$

Cette equation définit le bras de levier f de la résistance au roulement de la sphère sur le plan, mais au terme e près; il s'agit donc d'en déterminer la valeur. Ce terme e par définition représente la proportion d'énergie perdue par suite de l'irréversibilité du mouvement. Ce coefficient sera toujours très faible et il ne dépassera jamais quelques pour-cents. Pour le déterminer, il faut se laisser guider par le sentiment, puis contrôler par l'expérience. Nous estimons que la perte d'énergie par suite d'irréversibilités pendant le mouvement sera de l'ordre de grandeur de 5 % au maximum. Il semblerait même que 3 % serait une valeur plus juste. Dans ce dernier cas on aurait: e = 0,03, ce qui donne, après substitution dans l'équation 10, en chiffres ronds:

$$f = 10^{-5} \cdot 8 \cdot \left(\frac{P}{d^2}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot d \qquad (11)$$

Cette équation 11 que nous mettrons de préférence sous la forme

$$\frac{f}{d} = 10^{-5} \cdot 8 \left(\frac{P}{d^2}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad (12)$$

définit complétement le bras de levier f de la résistance au roulement d'une sphère sur un plan en fonction de la charge et du diamètre de la sphère. Cette formule ne sera valable que pour des charges telles que les déformations soient pratiquement élastiques. Pour de très faibles charges, il est probable que l'on aura des résistances plus faibles que celles définies par l'équation 11 tandis que pour de fortes charges, les résistances seront sans doute plus fortes.

**Etude expérimentale.**

La formule 12 établie uniquement par des considérations théoriques demande à être contrôlée par l'expérience. De nombreux mécanismes peuvent être établis en vue de mesurer la résistance au roulement d'une sphère sur un plan. Mais de tous les mécanismes que nous avons étudiés et au moyen desquels on pouvait mesurer directement le moment de la résistance cherchée, aucun ne nous a plu. Nous avons préféré construire une balance spécialement en vue de telles mesures. La fig. 2 représente une balance telle que nous l'avons construite en vue de telles mesures. Son fonctionnement est le suivant:

La sphère (1) dont on veut mesurer la résistance au roulement est fixée dans une monture (2) solidaire d'un fléau (3) pouvant être plus ou moins chargé par des poids (4). La disposition est telle que l'on peut amener le centre de gravité à volonté et avec précision en dessus ou en dessous du centre de la sphère.

La balance étant au repos et le centre de gravité du système coïncidant à peu près avec le centre de la sphère, il suffit de charger le fléau de la balance et de déterminer la charge précise sous laquelle le système se met en mouvement pour pouvoir en déduire le bras de levier de la résistance au roulement. Cette résistance toutefois est si faible que rien de bon n'a pu être fait en opérant ainsi. Nous avons alors préféré faire osciller la balance et relever son amortissement angulaire.

Si l'on fait osciller un système tel que la balance précitée et que la résistance consiste en un moment constant s'opposant au mouvement, la théorie montre qu'après chaque oscillation le système reste en arrière, par rapport à la position précédente, d'un angle constant.

Les équations du mouvement de la balance montrent que l'angle dont la balance restera en retard

après chaque oscillation complète de la balance est lié aux caractéristiques du système par la formule:

$$\alpha = \frac{4\,M}{m \cdot a \cdot g} = \frac{4 \cdot P \cdot f}{m \cdot a \cdot g} \qquad (13)$$

où M = P. f est le moment résistante inconnu (resp. f le bras de levier de la résistance)
m est la masse de toute la balance.
a est la distance du centre de gravité de la balance au centre de la sphère
g représente l'accélération terrestre.

Comme d'autre part, par définition, on a P = m. g, on voit que la formule 13 devient

$$\alpha = \frac{4\,f}{a} \qquad (14)$$

Le terme „a" demande à être calculé bien soigneusement car pour des mesures telles que celles qui nous intéressent, „a" doit être très petit, aussi petit que possible. On détermine par conséquent „a" de préférence en fonction de la durée d'oscillation de la balance. Les équations de la dynamique donnent la relation suivant (où l'on peut négliger [$a^2 - 2\,ar$]):

$$a = 4 \cdot \pi^2 \frac{(k^2 + r^2 + a^2 - 2\,ar)}{g \cdot T^2} = 4\,\pi^2 \frac{(k^2 + r^2)}{g \cdot T^2} \qquad (15)$$

dans laquelle k est le rayon de giration de la balance,
T le temps d'une oscillation complète,
r le rayon de la sphère.

Les formules 14 et 15 combinées permettent de calculer en fin de compte l'inconnue f par la formule:

$$f = \pi^2 \cdot \frac{(k^2 + r^2)}{g \cdot T^2} \cdot \alpha \qquad (16)$$

Les angles $\alpha$ ont été relevés en radians en utilisant un miroir monté sur la balance, une lunette et une échelle au moyen desquels on relevait l'inclinaison de la balance. Les caractéristiques de ce dispositif de mesure étaient telles que tous calculs faits, le bras de levier de la résistance au roulement était défini en fin de compte par la formule:

$$f = 10^{-5} \cdot 5 \cdot \frac{k^2 + r^2}{T^2} \cdot \Delta C \qquad (17)$$

dans laquelle f, k, r et T ont les significations données précédemment et sont à compter en cm et en sec. Par contre $\Delta$ C représente le retard en cm observé après chaque oscillation sur l'échelle fixant la position angulaire de la balance: C'est la différence entre deux lectures C consécutives faites sur la dite échelle.

### Résultats expérimentaux.

Des expériences ont été faites avec des sphères de 0,1 0,2 0,5 1,0 2,0 et 5,0 cm de diamètre pouvant être chargés de 4 à 20 kg environ. Les termes $k^2$ et $r^2$ ont été calculés dans chaque cas tandis que T et $\Delta$ C ont été relevés expérimentalement. Disons tout de suite que la détermination exacte de T présente de grandes difficultés, en effet, pour obtenir un amortissement appréciable, il est indispensable de faire en sorte que le centre de gravité du système soit aussi près que possible du centre de la sphère et dans ces conditions la durée de l'oscillation est peu précise.

Deux planches de courbes sont annexées à ce mémémoire. Fig. 3 et 4. Ces courbes donnent les lectures C en cm fixant la position angulaire de la balance en fonction du nombre d'oscillations complètes. La différence entre deux lectures consécutives, ainsi que dit, détermine la constante $\Delta$ C. Quant au temps T il a également été relevé et ses différentes valeurs sont inscriptes sur les courbes. Par contre les grandeurs $k^2$ et $r^2$ sont des caractéristiques relatives à la charge du système; elles ont été calculées pour chaque cas de charge et inscrites sur les dites planches.

En opérant avec différentes charges et différentes diamètres de sphères et en calculant les résistances au roulement qui en résultent en chaque cas, on obtient des séries de valeurs qui sont données dans le tableau Fig. 5. Ces résultats sont également reportés sur la planche Fig. 6.

Notons que pour se rendre indépendant du diamètre de la sphère, toutes les charges ont été rapportées au carré du diamètre de la sphère $\left(\frac{P}{d^2}\right)$ et toutes les résistances ont été rapportées au diamètre de la sphère $\left(\frac{f}{d}\right)$. Les équations nous montrent en effet que ces rapports sont des caractéristiques indépendantes du diamètre des sphères.

Les reports de la planche Fig. 6 sont faits en adoptant des coordonnées logarithmiques. L'étude de cette planche est intéressante. Elle montre que les résultats se groupent assez bien le long d'une droite définie, en coordonnées logarithmiques, par l'équation

$$\frac{f}{d} = 10^{-5} \cdot 8 \cdot \left(\frac{P}{d^2}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Dès que l'on s'approche d'une certaine charge $\frac{P}{d^2}$ voisine de 20 kg/cm², on remarque que les points représentatifs des résistances au roulement s'éloignent de cette droite et lui sont toujours supérieurs. C'est qu'à partir de cette charge, pour le métal considéré, la limite d'élasticité est atteinte et à partir de ce moment les résistances au roulement doivent augmenter ainsi que cela a été établi au début.

Les résistances au roulement de sphères déterminées au Bureau of Standards de Washington par *MM. Whittemore* et *Petrenko* sont également reportées sur la planche Fig. 6. Ces valeurs harmonisent bien avec celles que nous avons trouvées. — Nos conclusions toutefois sont autres que celles de ces Messieurs: Alors qu'ils admettent que la résistance au roulement reste constante pour toute charge inférieure à la charge limite, nous voyons au contraire que cette résistance doit diminuer indéfiniment.

Mais notons bien que nos résultats sont loin de nous satisfaire complétement: Nous espérions obtenir avec la balance des résultats bien sériés alors qu'ils présentent une dispersion très grande. Remarquons également que le diamètre des sphères joue un rôle apparent et que les résultats obtenus avec les sphères de même diamètre restent toujours groupés.

### Cas du cylindre.

L'étude précédente, tant théorique qu'expérimentale, se rapporte exclusivement au cas du roulement d'une sphère sur un plan. En raisonnant exactement de la manière qui vient d'être exposée, on trouve que la résistance au roulement d'un cylindre sur un plan doit être définie par la relation:

$$f = 10^{-4} \cdot 3{,}26 \left(\frac{P}{l \cdot d}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot d \cdot e \qquad (18)$$

où P représente la charge du cylindre, en kg
l et d la longueur resp. le diamètre du cylindre en cm
f le bras de levier de la résistance au roulement, en cm, et
e le coefficient d'irréversibilité du phénomène.

En adoptant e = 0,03 comme précédemment, on trouve pour f des valeurs manifestement trop faibles, tandis qu'en prenant e = 0,25 on obtient des valeurs pour f qui harmonisent parfaitement avec ce qui a été observé tant par MM. *Whittemore* et *Petrenko* ainsi que M. *Stamer*.

En adoptant cette valeur pour e; on obtient en fin de compte la relation:

$$f = 10^{-5} \cdot 8 \left( \frac{P}{l \cdot d} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot d \qquad (19)$$

laquelle couvre bien tout ce qui a été observé jusqu'à maintenant. Pourquoi toutefois a-t-il fallu adopter un coefficient „e" tellement plus grand que pour le cas de la sphère? Nous pensons que cela provient du fait que le roulement d'une sphère sur un plan est un phénomène beaucoup plus simple que le roulement d'un cylindre sur un plan. Ce dernier cas est toujours accompagné de glissements inévitables qu'il est bien difficile d'introduire dans le calcul.

Cette question, ainsi que bien d'autres, nous préoccupe et nous en cherchons la solution. Nous n'entrerons toutefois pas dans ces détails pour ne pas alourdir cette note.

Des déterminations directes de la résistance au roulement des cylindres sur des plans n'ont pas été faites mais elles sont en cours.

### Conclusions.

Ce qui précède nous permet de dire que le bras de levier de la résistance au roulement d'une sphère sur un plan est défini par la relation:

$$f = 10^{-5} \cdot 8 \cdot \left( \frac{P}{d^2} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot d$$

et par conséquent, le moment du couple s'opposant à ce roulement est par définition:

$$M = P \cdot f = 10^{-5} \cdot 8 \left( \frac{P}{d^2} \right)^{\frac{1}{3}} P \cdot d \qquad (20)$$

Pour le cas du roulement du cylindre sur un plan ces formules deviennent:

$$f = 10^{-5} \cdot 8 \left( \frac{P}{l \cdot d} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot d$$

respectivement

$$M = P \cdot f = 10^{-5} \cdot 8 \left( \frac{P}{l \cdot d} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot P \cdot d \qquad (21)$$

La signification de tous les termes de ces formules est connue. Disons toutefois que ces formules ne sont correctes que si toutes les longueurs sont comptées en cm et les forces en kg.

Ces formules ne sont valables qu'à condition que la limite d'élasticité du métal des corps en contact ne soit pas dépassée. Or, dans une étude précédente, nous avons établi ces charges limites comme suit:

Pour le cas de la sphère $\frac{P}{d^2} = 10^{-6} \cdot 0{,}120 \cdot H^3$ (22)

Pour le cas du cylindre $\frac{P}{l \cdot d} = \frac{1}{300} \cdot H^2$ (23)

Dans ces formules, H représente le chiffre de dureté Brinell, calculé en kg/mm² suivant l'usage, du plus tendre des deux corps en contact. Ces deux équations 22 et 23 nous fixent donc la charge maximum admissible pour le cas d'une sphère ou d'un cylindre.

### Notes.

[1]) A. Dumas. Sur la charge limite admissible de rouleaux en contact avec des chemins de roulement plans. Rapport du Groupe VI de la T. K. V. S. B., Juin 1924.

[2]) Dans les cas qui nous intéressent les déformations sont toujours excessivement faibles ce qui fait que les pressions $p_x$ peuvent être considérées comme parallèles à la direction de P et perpendiculaires au plan.

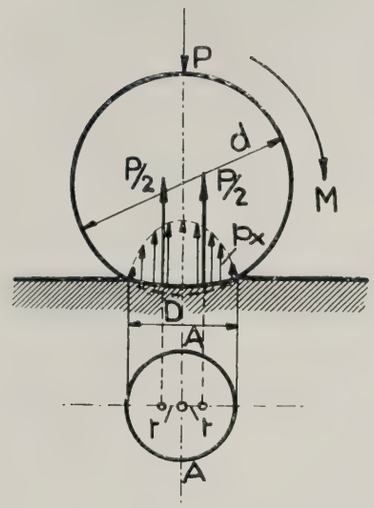
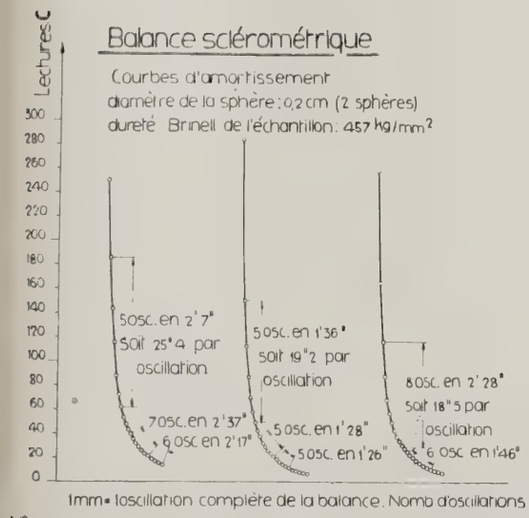



Fig. 1. Sphère reposant sur un plan et chargée par P. Répartition des pressions.

*P = charge de la sphère, en kg, d = diam. de la sphère, en cm*
*M = moment du couple résistant, en kg.cm; f = bras de levier de la résistance au roulement; M = P.f*

| d | P | P/d² | f 10⁻⁴ | f/d 10⁻⁴ | d | P | P/d² | f 10⁻⁴ | f/d 10⁻⁴ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,2 | 22,22 | 555 | 6,18 | 30,9 | 2 | 3,92 | 0,98 | 1,60 | 0,80 |
| | 22,22 | 555 | 5,2 | 26 | 5 | 22,22 | 0,889 | 2,05 | 0,410 |
| | 22,22 | 555 | 5,2 | 26 | | 18,56 | 0,742 | 1,59 | 3,18 |
| | 22,22 | 555 | 2,8 | 14 | | 14,9 | 0,596 | 2,07 | 0,415 |
| | 18,56 | 464 | 6,98 | 34,9 | | 11,24 | 0,450 | 2,46 | 0,492 |
| | 14,90 | 372,5 | 3,78 | 18,9 | | 7,58 | 0,302 | 3,16 | 0,632 |
| | 11,24 | 281 | 4,07 | 20,3 | | 3,92 | 0,157 | 2,53 | 0,506 |
| | 7,58 | 189,5 | 1,94 | 9,7 | 0,1 | 22,22 | 1111 | 4,56 | 22,80 |
| | 3,92 | 98 | 1,52 | 7,6 | | 18,56 | 928 | 3,42 | 17,10 |
| 0,5 | 22,22 | 89 | 7,25 | 14,5 | 2 sphères | 14,9 | 745 | 4,14 | 20,7 |
| | 18,56 | 74,2 | 3,68 | 7,36 | | 11,24 | 562 | 4,12 | 20,6 |
| | 14,9 | 59,6 | 6,86 | 13,72 | | 7,58 | 379 | 2,69 | 13,4 |
| | 11,24 | 45 | 3,21 | 6,42 | | 3,92 | 196 | 2,16 | 10,8 |
| | 7,58 | 30,3 | 1,96 | 3,92 | 0,2 | 22,22 | 277 | 3,98 | 9,95 |
| | 3,92 | 15,7 | 0,85 | 1,70 | 2 sphères | 18,56 | 232 | 3,55 | 8,9 |
| 1 | 22,22 | 22,22 | 3,05 | 3,05 | | 14,9 | 186 | 2,42 | 6,05 |
| | 18,56 | 18,56 | 0,88 | 0,88 | | 11,24 | 140 | 4,23 | 10,55 |
| | 14,9 | 14,9 | 1,95 | 1,95 | | 7,58 | 95 | 1,84 | 4,6 |
| | 11,24 | 11,24 | 1,79 | 1,79 | | 3,92 | 49 | 1,25 | 3,1 |
| | 7,58 | 7,58 | 2,55 | 2,55 | 0,5 | 22,22 | 44,44 | 0,93 | 0,93 |
| | 3,92 | 3,92 | 1,59 | 1,59 | | 18,56 | 37,12 | 1,72 | 1,72 |
| 2 | 22,22 | 5,56 | 1,45 | 0,72 | 2 sphères | 14,9 | 29,8 | 1,00 | 1,00 |
| | 18,56 | 4,64 | 1,26 | 0,63 | | 11,24 | 22,48 | 1,05 | 1,05 |
| | 14,9 | 3,72 | 1,65 | 0,82 | | 7,58 | 15,16 | 1,50 | 1,50 |
| | 11,24 | 2,80 | 1,35 | 0,67 | | 3,92 | 7,84 | 0,95 | 0,95 |
| | 7,58 | 1,89 | 1,25 | 0,62 | | | | | |

Fig. 5. Résistance au roulement de sphères d'acier sur des plans d'acier.



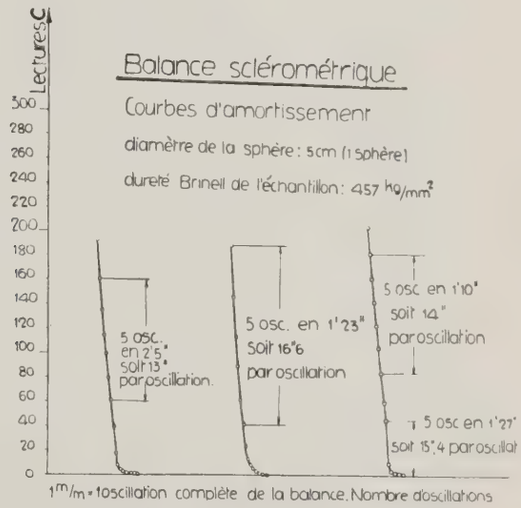

| Nº de la courbe : | | 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|---|---|
| P | kg | 3,92 | 11,24 | 22,22 |
| P/d² | kg/cm² | 49 | 140 | 277 |
| k² | cm | 305 | 367 | 383 |
| T | sec. | 25,4 | 19,2 | 18,5 |
| ΔC | cm | 5,3 | 8,5 | 7,1 |
| f.10⁴ | cm | 1,25 | 4,23 | 3,98 |
| f/d 10⁴ | cm | 3,1 | 10,55 | 9,95 |

**Légende**

P = Poids total de la balance, en kg
P/d² = Charge relative de la sphère, en kg/cm²
k = Rayon de giration de la balance, en cm
T = Durée d'une oscillation complète de la balance, en sec. *)
ΔC = Amortissement de la balance par oscillation complète, en cm
f = Résistance au roulement du système, en cm
f/d = Résistance relative au roulement du système

$$f = 10^{-5}.5 \cdot \frac{k^2}{T^2} \Delta C$$

*) = les durées d'oscillation sont inscrites sur les courbes en regard des regions où elles ont été relevées




| Nº de la courbe: | | 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|---|---|
| P | kg. | 3,92 | 11,24 | 22,22 |
| P/d² | kg/cm² | 0,157 | 0,450 | 0,889 |
| k² | cm. | 305 | 367 | 383 |
| T | sec | 13,0 | 16,6 | 14,0 |
| ΔC | cm | 2,8 | 3,7 | 2,1 |
| f.10⁴ | cm | 2,53 | 2,46 | 2,05 |
| f/d.10⁴ | cm | 0,506 | 0,492 | 0,410 |

Fig. 3 et 4. Courbes d'amortissement.

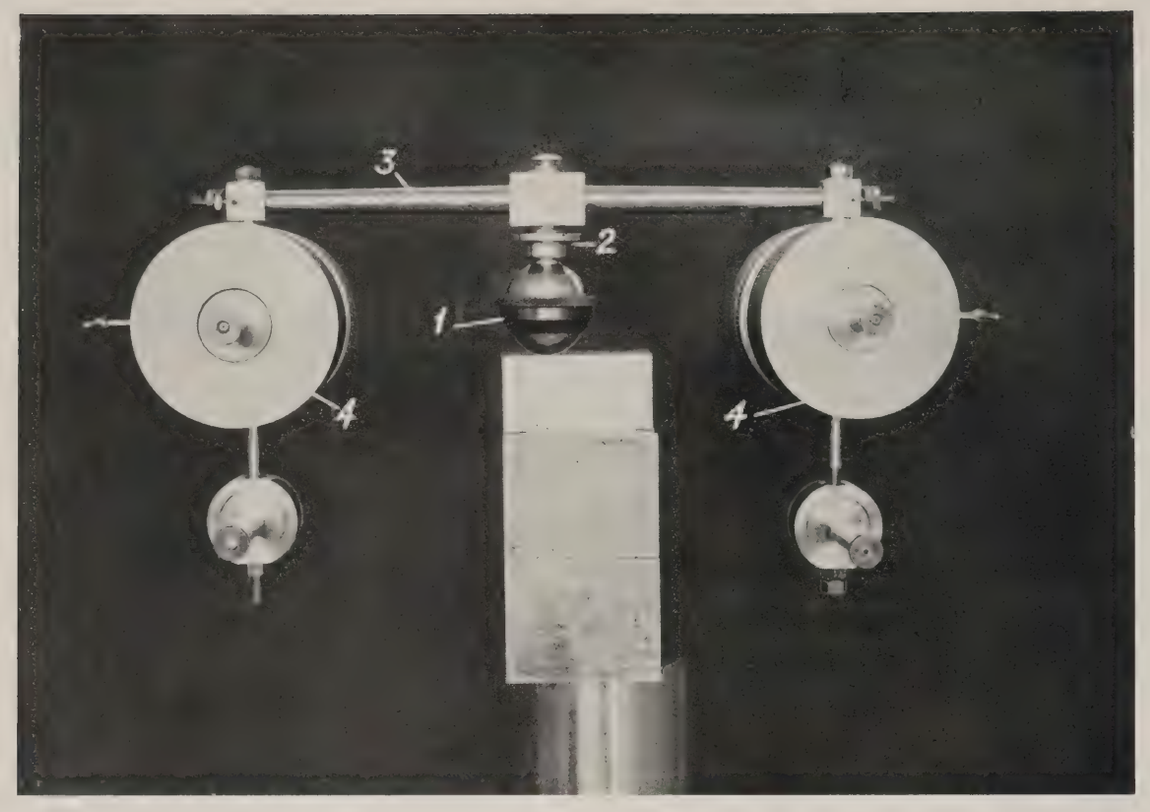



Fig. 2. Balance sclérométrique *Dumas*.

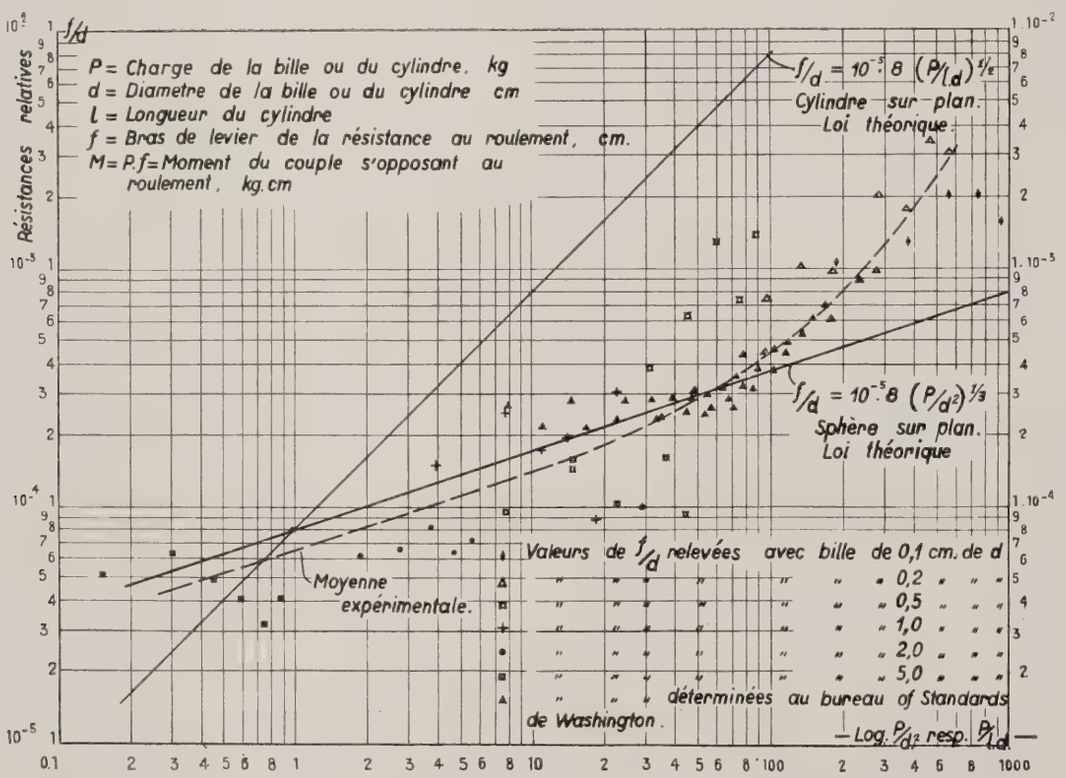



Fig. 6. Résistance au roulement de sphères et de cylindres d'acier sur des plans. Graphiques.

Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E. T. H.

*M. ROŠ, ZÜRICH*

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl

*Sonderdruck aus den Verhandlungen*
*des 2. Internationalen Kongresses für technische Mechanik*
*Zürich 1926*

1927

ORELL FÜSSLI VERLAG ZÜRICH UND LEIPZIG

# Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl

Von M. Roš, Zürich

(Hiezu Abb. 11 auf Tafel)

Die mangelnde Knicksicherheit von gedrückten Stäben aus Konstruktionsstählen ist für das Ingenieurwesen am verhängnisvollsten gewesen. Drei Viertel aller Einstürze im Eisenbrücken- und Eisenhochbau sind auf ungenügende Knicksicherheit zurückzuführen. Gedrückten Konstruktionsgliedern ist daher die allergrößte Sorgfalt bei deren Berechnung und konstruktiven Durchbildung zuzuwenden.

Insbesondere wird in der Praxis dem die Knicksicherheit vermindernden Einflusse des exzentrischen Kraftangriffes nicht immer die gebührende Beachtung zuteil.

In dieser Erkenntnis hat die T.K.V.S.B. [1]) an der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich, Versuche mit zentrisch und exzentrisch gedrückten flußeisernen Stäben durchführen lassen. Die Ergebnisse der Versuche wurden denjenigen der Theorie gegenübergestellt. Die theoretischen Ableitungen für das Knicken bei zentrischem Kraftangriff lehnen sich auf das engste an die Untersuchungen von Engesser & Kármán [2]) an, während diejenigen für die Knickvorgänge bei exzentrischem Kraftangriff nach dem T.K.V.S.B.-Verfahren von M. Roš uud J. Brunner [1]) herrühren.

## I. Theoretische Grundlagen

*1. Knicken bei zentrischem Kraftangriff.*

Dem Gedanken von Engesser-Kármán folgend, wurde die *Eulersche Knickformel* für zentrisch gedrückte Stäbe rechteckigen Querschnittes

$$P_k = \frac{\pi^2}{l^2} E \cdot \mathcal{J} \qquad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

in der verallgemeinerten Form

$$P_k = \frac{\pi^2}{l^2} T_k \cdot \mathcal{J} \qquad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

den vorliegenden Untersuchungen zugrunde gelegt. Der Elastizitätsmodul $E$ wurde durch den Knickmodul $T_k$, welcher ganz vom $\sigma$-$\lambda$-Diagramm abhängig ist, ersetzt. (Abb. 1.)

Der Knickmodul $T_k = \dfrac{4 \cdot T \cdot E}{(\sqrt{T} + \sqrt{E})^2}$

ist ein Mittelwert zwischen den jeweiligen $T$-Werten und dem Elastizitätsmodul $E$. (Abb. 2.)

Die Abhängigkeit zwischen $\sigma_k$ und $T_k$ geht aus der Abb. 3 hervor.

Die Schwerpunkt-Knickspannung $\sigma_k$ beträgt

$$\sigma_k = \frac{P_k}{F} = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot T_k \cdot \frac{\mathcal{J}}{F} = \pi^2 \frac{T_k}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \qquad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (3)$$

[1]) M. Roš und J. Brunner, «Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl.» Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. Zürich. Bericht der Gruppe VI der T. K. V. S. B. (Techn. Kommission des Verbandes Schweiz. Brücken- und Eisenhochbaufabriken) August 1926.

[2]) Th. von Kármán, «Untersuchungen über Knickfestigkeit». Mitteilungen über Forschungsarbeiten des Vereins Deutscher Ingenieure, Heft 81, Berlin 1910.

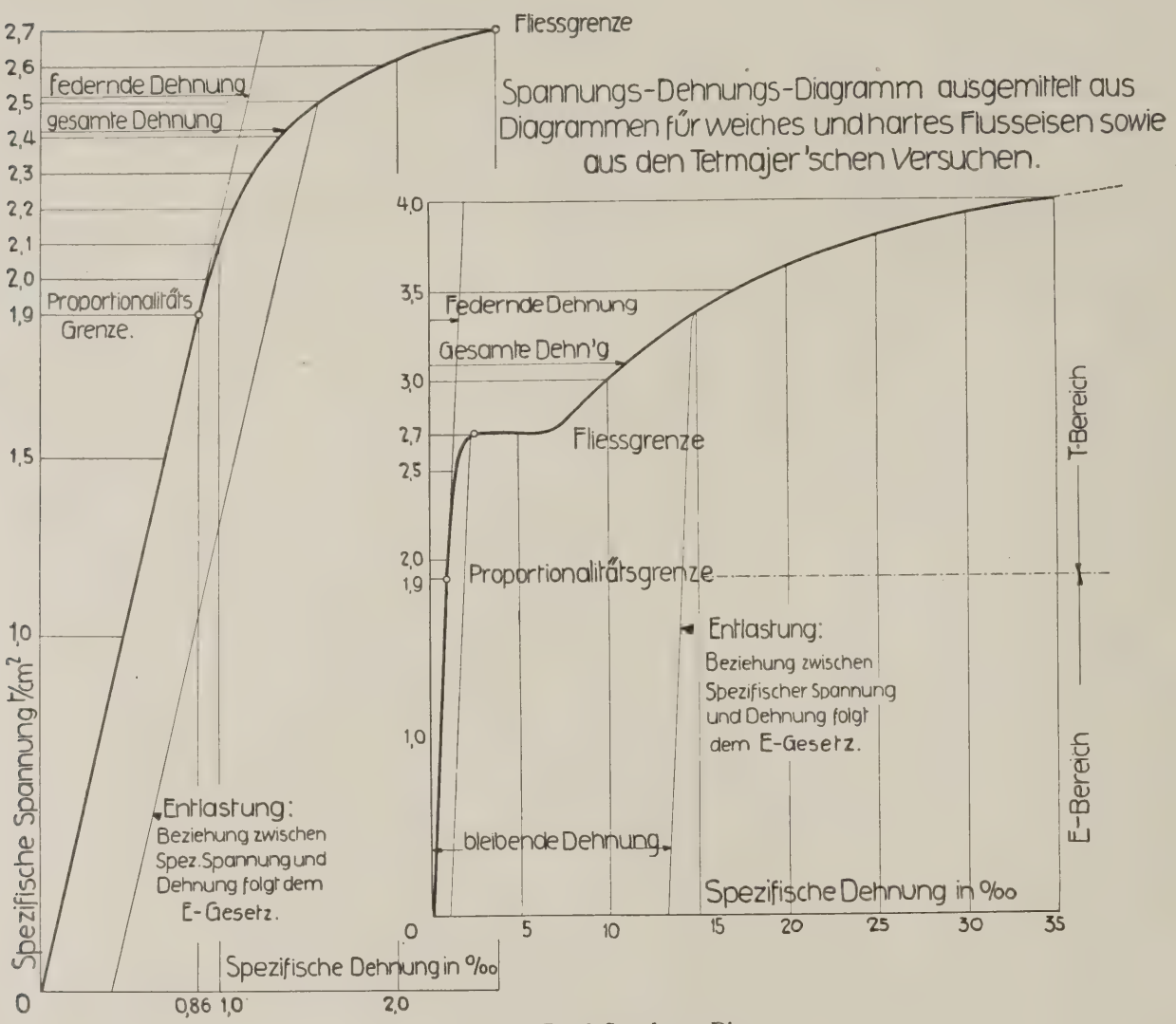



Abb. 1. Ideelles Druck-Stauchungs-Diagramm.

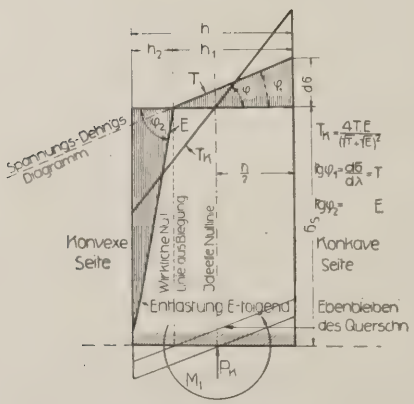



Abb. 2. Bestimmung des Moduls $T_k$ für unendlich kleine Ausbiegungen.

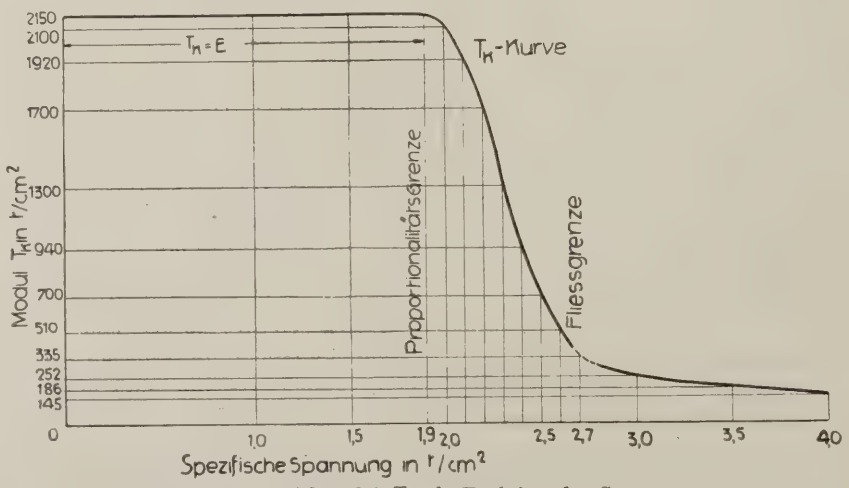



Abb. 3. Knickmodul $T_k$ als Funktion der Spannung.

Die Beziehung (3) ermöglicht es, $\sigma_k$ und $T_k$ als Funktionen des Schlankheitsgrades $\frac{l}{i}$ darzustellen. (Abb. 4.)

Der Einfluß der Querschnittsform des Stabes für Rechteck-, I- und T-Querschnitt, auf die Knickspannung $\sigma_k$, geht aus der Abb. 5 hervor.

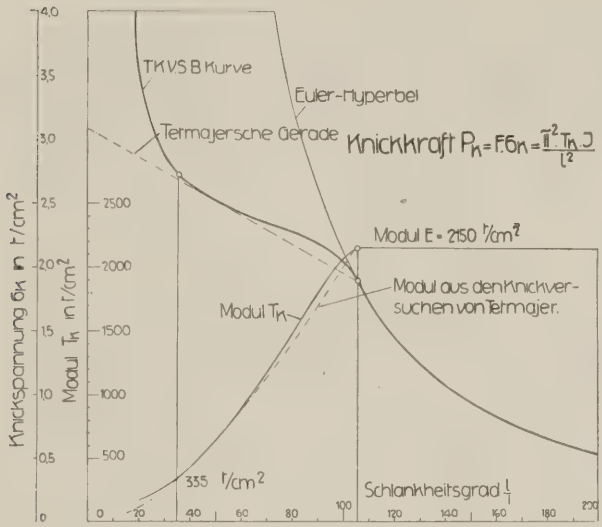



Abb. 4. Knickmodul $T_k$ als Funktion des Schlankheitsgrades $\frac{l}{i}$

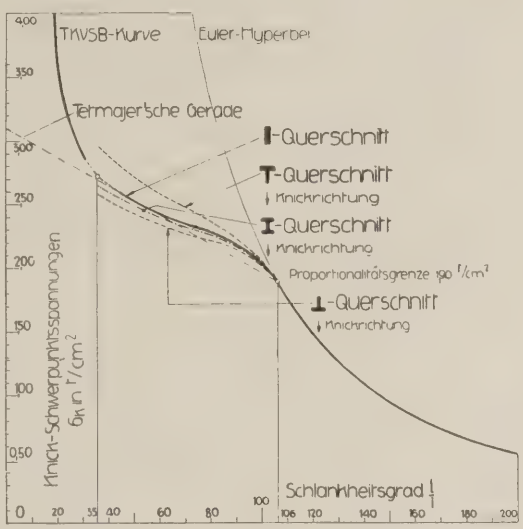



Abb. 5. Einfluss der Querschnittsform auf die Schwerpunkt-Knickspannung.

*2. Knicken bei exzentrischem Kraftangriff.*

Die Prüfung des Gleichgewichts zwischen dem Angriffsmoment der äußeren Kraft $P$ und dem Moment der inneren, aufrichtenden Kräfte $M_i$ im Knickquerschnitt erstreckt sich nicht mehr, wie beim zentrischen Knicken, auf den Zustand sehr kleiner, sondern bestimmter, endlicher Ausbiegungen des gedrückten Stabes.

Für eine bestimmte Grundspannung $\sigma_k = \frac{P_k}{F}$ wurde für verschiedene willkürlich angenommene endliche Werte der Summe der Randfaserdehnungen $\Delta$ an Hand des Druck-Stauchungs-Diagrammes das Moment $M_i$ graphisch bestimmt und der $T_k$-Modul aus der Beziehung

$$T_k = \frac{M_i}{\mathfrak{J}} \cdot \frac{h}{\Delta}$$

berechnet. (Abb. 6.)

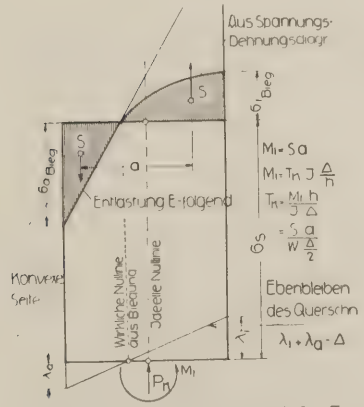



Abb. 6. Ableitung des Moduls $T_k$ für endliche Ausbiegungen.

Die willkürliche Wahl von $h$ beeinflußt die Größe der $T_k$-Werte nicht.

Auf Grundlage dieses Verfahrens wurden die Moduli $T_k$ für verschiedene Grundspannungen $\sigma_k$ als Funktionen der Summe der spezifischen Randfaserdehnungen $\Delta$ in ‰ berechnet.

Die so erhaltenen $T_k$-Werte sind auf der Abb. 7 graphisch zur Darstellung gebracht, woselbst auch die zugeordneten größten Randspannungen eingetragen sind.

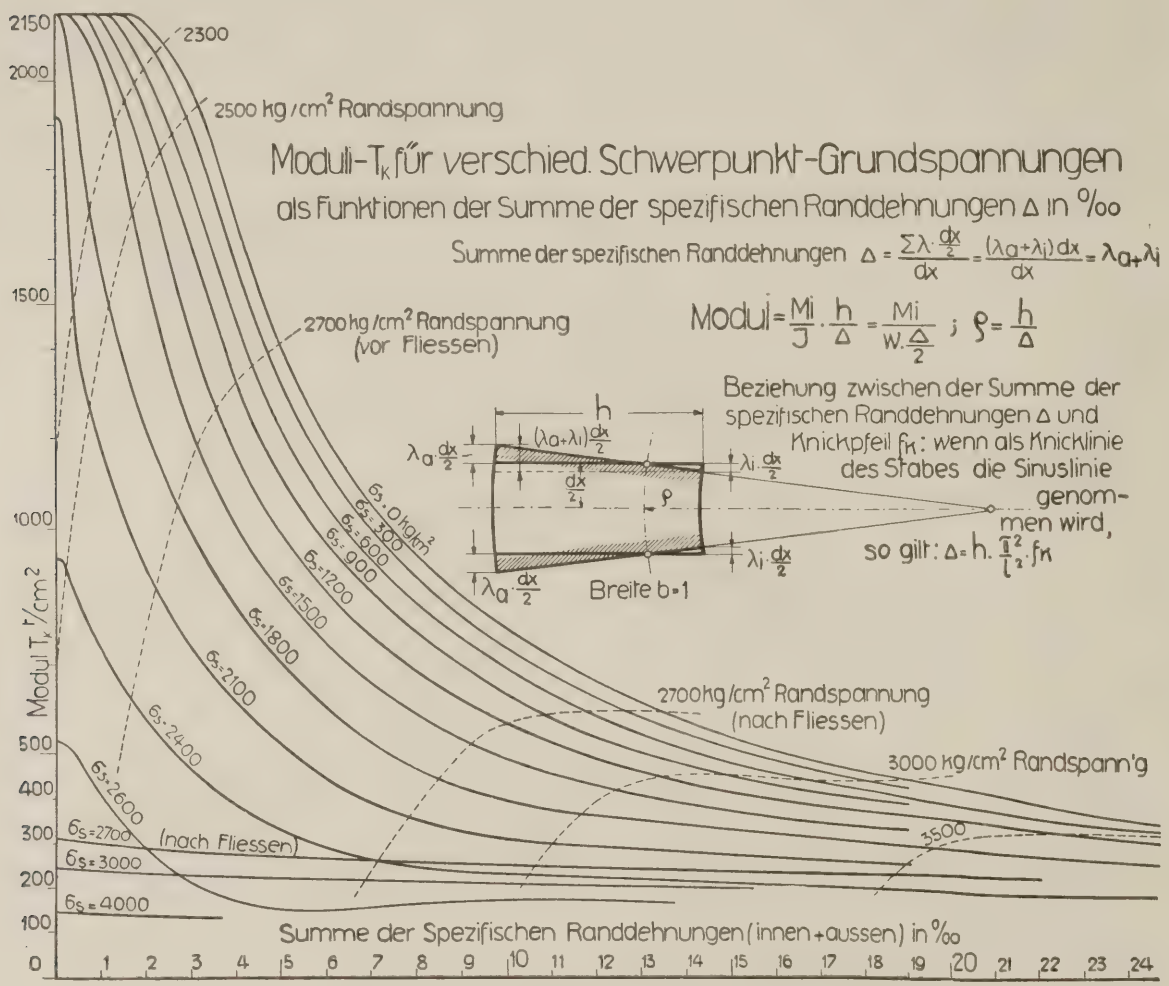



Abb. 7.

Der Krümmungsradius besitzt in Stabmitte (Zweig einer Sinuslinie durch eine ganze Sinuslinie ersetzt) den Wert

$$\rho = \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{f} \qquad \text{(Abb. 8)}$$

und da

$$\rho = \frac{h}{\Delta} \text{ ist,}$$

folgt

$$f = \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \frac{\Delta}{h}$$

womit der Biegepfeil $f$ in Stabmitte mit der Summe der spezifischen Randfaserdehnungen in Beziehung gebracht ist.

Unter Zuhilfenahme der $T_k$-Moduli für eine bestimmte Grundspannung $\sigma_s$ und entsprechend verschiedenen Werten der Summe der spezifischen Randfaserdehnungen $\Delta$ läßt sich

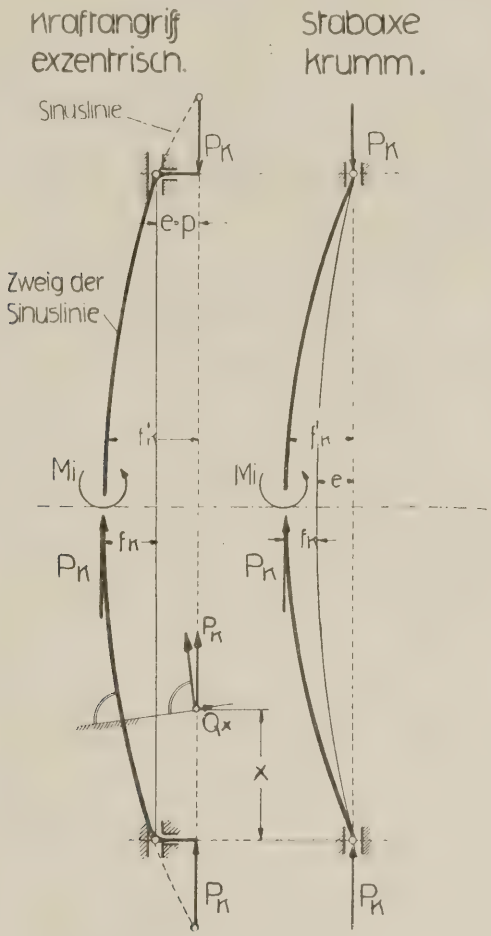



Abb. 8.
Exzentrisches Knicken und ursprünglich krummer Stab.

für eine willkürlich vorausgesetzte Höhe des rechteckigen Stabquerschnittes $F = h \cdot 1$ die Kurve der $M_i$-Werte aus der Beziehung

$$M_i = T_k \cdot \mathcal{F} \cdot \frac{\Delta}{h}$$

aufzeichnen. (Abb. 9.)

Bestimmt man nun die Strahlen des Strahlenbüschels der Momente $M_a = P_k \cdot f = \cdot \sigma_k \cdot h \cdot 1 \cdot f$ für verschiedene Schlankheitsgrade $\frac{l}{i}$, wobei $f$ durch die Summe der Randfaserdehnungen $\Delta$ aus der Beziehung $f = \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \frac{\Delta}{h}$ ausgedrückt wird, und zieht entsprechend dem

Strahlenbüschel an die $M_i$-Kurve Tangenten, so geben die so bestimmten Berührungspunkte die Gleichheit der *Momente der äußeren exzentrisch wirkenden Kraft* $P_k = \sigma_k \cdot h \cdot 1$

$$M_a = P_k \cdot (f + p)$$

und des *inneren aufrichtenden Momentes*

$$M_i = T_k \cdot y \frac{\Delta}{h}$$

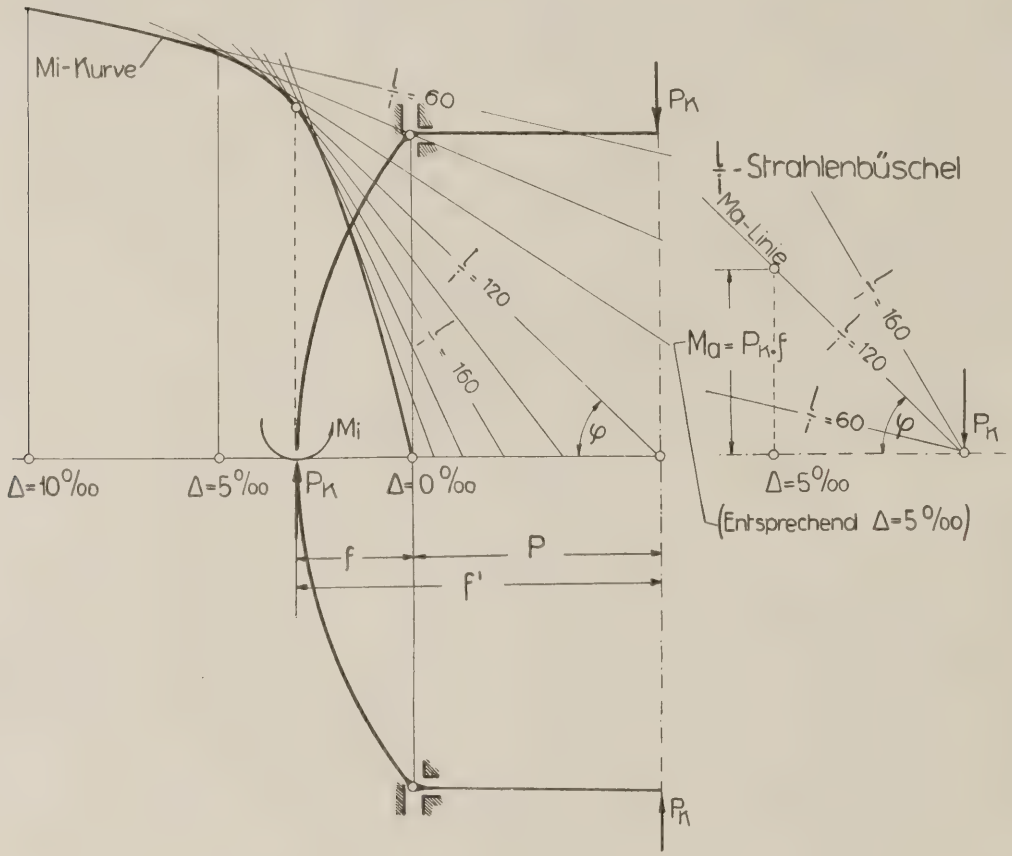



Abb. 9. Exzentrisches Knicken. $M_a$-Tangenten an die $M_i$-Kurve.

Die Kraft $P_k$ entspricht somit der Knickkraft, welche am Hebelarm $f' = (p + f)$ des verbogenen Stabes wirkt. Die Exzentrizität des Kraftangriffes wird durch das Exzentrizitätsmaß $m = \frac{p}{k}$ ausgedrückt, worin $p$ = ursprünglicher Exzentrizitätshebel am unverbogenen Stab und $k$ = Kernweite des rechteckigen Stabquerschnittes ist.

Trägt man für verschiedene ins Auge gefaßte Grundspannungen $\sigma_k$ und für die verschiedenen angenommenen Schlankheitsverhältnisse $\frac{l}{i}$ die entsprechenden Exzentrizitätsmaße $m$ als Punkte in das Koordinatensystem $\frac{l}{i}$ (Abszisse) und $\sigma_k$ (Ordinate) ein, so erhält man durch Verbindung der gleich großen $m$-Werte die jeweiligen $m$-Kurven, z. B. für $m$ = 0,5, 1, 2, 3, 4, 5 und 6. So sind die T.K.V.S.B.-Kurven der Schwerpunkt-Knickspannungen für verschiedene

exzentrische Knickbelastungen als Funktion des Schlankheitsverhältnisses $\frac{l}{i}$ entstanden. (Abb. 10.)

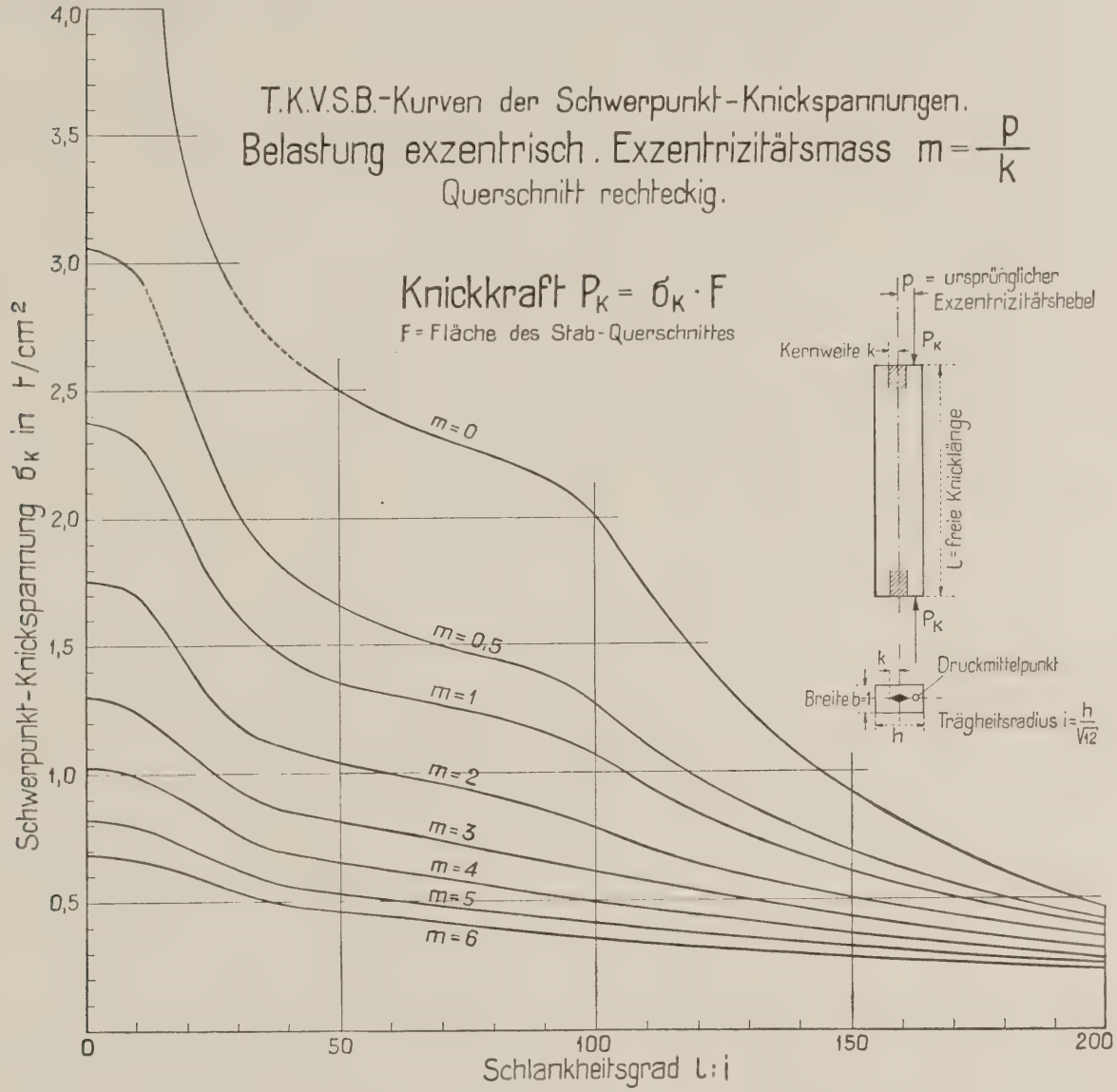



Abb. 10.

## II. Versuche und Versuchsergebnisse

In der Amslerschen 500 Tonnen - Druckmaschine wurden 28 Knickversuche mit I NP 32 und I NP 22 durchgeführt. (Abb. 11, Tafel.)

Das Material der untersuchten Knickstäbe war Thomasstahl von üblicher Handelsqualität, welches eingehend untersucht wurde.

Bei sämtlichen Knickversuchen wurden gemessen:

die örtlichen Dehnungen im Knickquerschnitt (Stabmitte) an den vier äußeren Kanten der Flansche, sowie an zwei Stellen im Steg,

die seitlichen Ausbiegungen in Stabmitte,

die Auflagerverschiebungen und
die Neigungsänderung der Auflagerplatten.

Die festgestellte mittlere Proportionalitätsgrenze $\sigma_p = 2{,}00$ t/cm² und die Quetschgrenze $\sigma_f = 2{,}67$, sowie der ganze Charakter des Druck-Stauchungs-Diagrammes (Abb. 12) stimmt

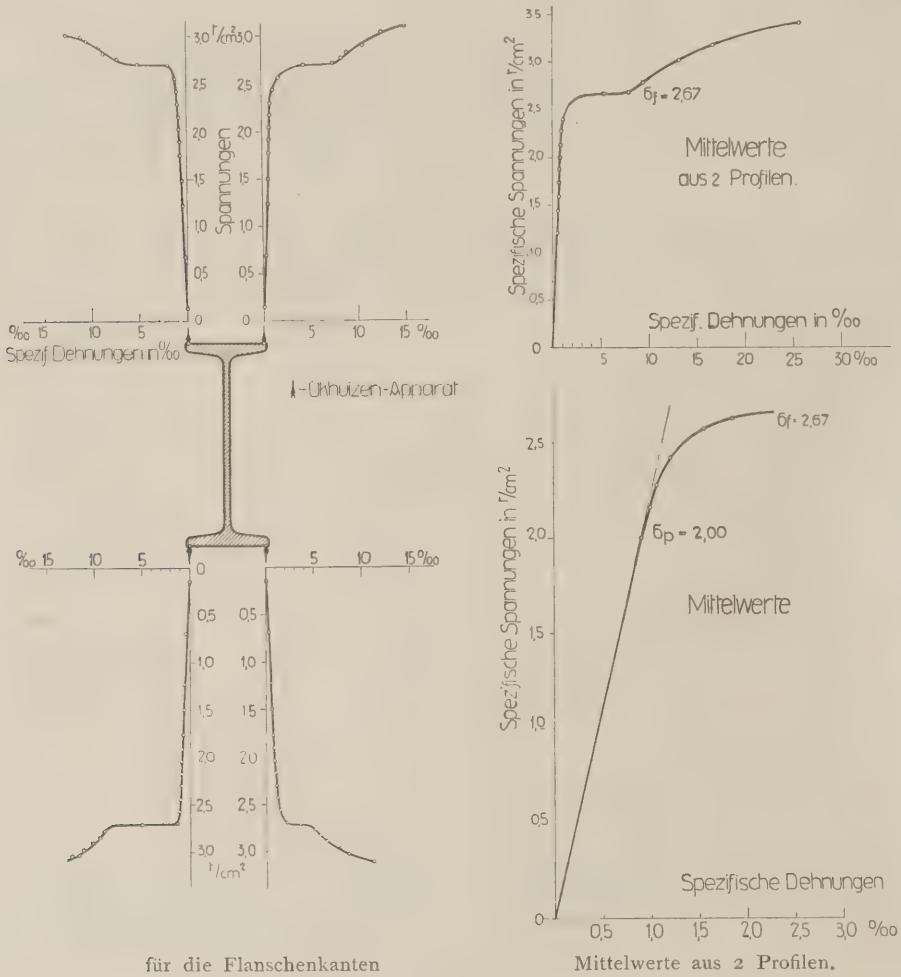



Abb. 12. Druck-Stauchungs-Diagramme.

praktisch sehr gut mit dem den theoretischen Untersuchungen zugrunde gelegten $\sigma$-$\lambda$-Verlauf der Abb. 1 überein.

Die Ergebnisse der Versuche vom Schlankheitsgrad $\frac{l}{i} = 65$ und Exzentrizitätsmasse $m = 0$, 1 und 3, sind in der Abb. 13 zusammengestellt.

Das Endergebnis der Knickversuche ist in Abb. 14 zur Darstellung gebracht.

### III. Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

1. Das Knickproblem wird, als *Gleichgewichtsproblem,* das sich nicht auf das Erreichen einer bestimmten Randfaserspannung zurückführen läßt, von einem einheitlichen Gedanken beherrscht.

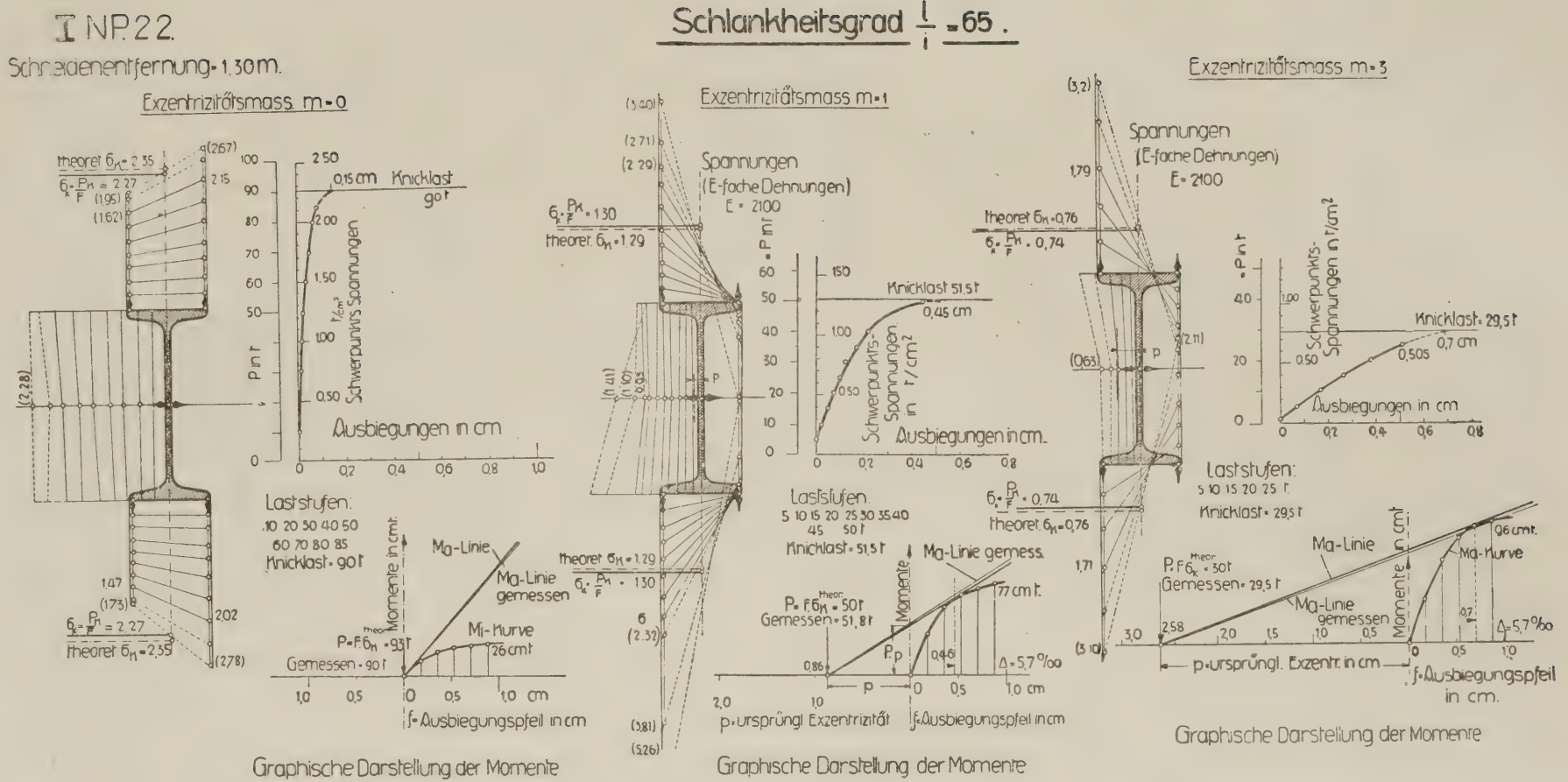



Abb. 13. Graphische Auftragung der gemessenen Spannungen (E-fachen Dehnungen) und der Ausbiegungen.
Graphische Darstellung der Gleichgewichtsmomente.

2. Das *T.K.V.S.B.-Verfahren* für die Bestimmung der Tragkraft zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe besitzt allgemeine Gültigkeit und läßt sich auf Materialien verschiedenster Spannungs-Dehnungs-Diagramme ausdehnen.

3. Die Uebereinstimmung der Theorie und der Versuche ist, vom Standpunkte der Praxis aus, eine sehr gute. Die Abweichungen von $\pm$ 12 % liegen innerhalb des Streuungsgebietes der Festigkeitsqualität des Stahlmaterials selbst.

4. Die Exzentrizität des Kraftangriffes vermindert die Knicktragkraft bei gedrungenen und mittleren Stäben, $\frac{l}{i} < 100$, viel stärker als bei schlanken Stäben.

Der verhängnisvolle Einfluß des exzentrischen Kraftangriffes auf das Tragvermögen der Stäbe gelangt in deutlicher Weise zum Ausdruck. Im Kernrand gedrückte Stäbe ($m = 1$) tragen für Schlankheitsgrade von $\frac{l}{i}$ bis 100 rund die Hälfte (55 %) von zentrisch auf Druck beanspruchten Stäben ($m = 0$).

5. Mit wachsender Exzentrizität nimmt das Tragvermögen in vergleichsweise geringerem Maße ab als das Exzentrizitätsmaß selbst zunimmt.

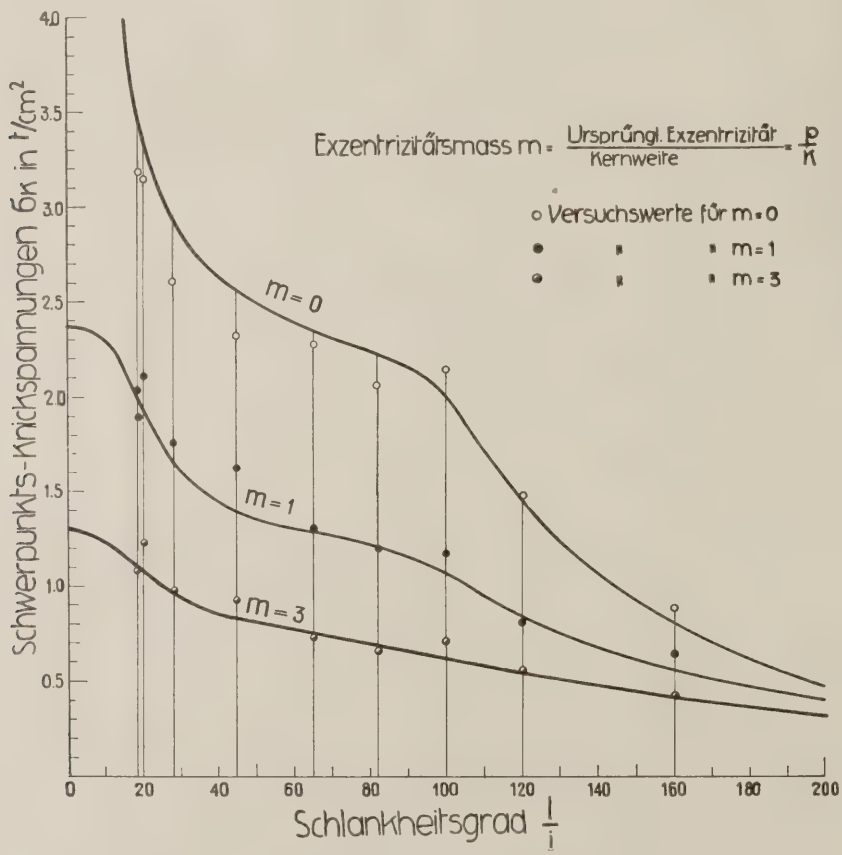



Abb. 14. T. K. V. S. B.-Kurven für exzentrische Belastungen. m = 0, 1 und 3. Versuchsergebnisse E. M. P. A. 1926.

6. Da Exzentrizitäten des Kraftangriffes infolge geometrisch nicht absolut gerader Stabachsen (Richten), nicht ganz gleichmäßiger Gefügebeschaffenheit (Unhomogenität), praktisch unmöglicher, genauer Zentrierung des Kraftangriffes (Reibungen, Einspannungen) und bei Fach-

werkstäben infolge von *Nebenspannungen vernieteter Knotenpunktverbindungen* [3]) nicht zu vermeiden sind, ist es gerechtfertigt, insbesondere mit Rücksicht auf die mögliche Größe der Nebenspannungen von 20 % der Grundspannungen, bei der Beurteilung der wirklichen Knicksicherheit mit einem *Exzentrizitätsmaße* $m = 0{,}25$, entsprechend dem Kraftangriff im Viertel der Kernweite, zu rechnen.

7. Bei mittelschlanken Stäben $\frac{l}{i} = 40$ bis 100 wird, im Gegensatz zu den andern Schlankheitsgraden, durch die Einspannungen der Stabenden die Knickfestigkeit nur wenig erhöht.

Geringe Nachgiebigkeiten der eingespannten Stabenden genügen bei wenig schlanken Stäben, um die Erhöhung der Tragkraft infolge der Einspannung zu verwirken. Da die Knotenbleche eiserner Fachwerke nachgewiesenermaßen sich verformen [3]) [4]) und bei Ueberschreitung der Proportionalitäts- bezw. Fließgrenze die Nebenspannungen infolge steifer Knotenverbindungen rasch abnehmen und nicht mehr mit den Hauptspannungen proportional wachsen, ist es logisch, für nicht S-förmig verbogene, auf Druck beanspruchte Fachwerkstäbe (in der Regel Gurtungen) bei der Berechnung der Knicksicherheit die ganze theoretische Stablänge und nicht die 0,8-fache als Knicklänge zugrunde zu legen.

8. Für Konstruktionsstähle, deren Druck-Stauchungs-Diagramme höhere oder niedrigere Quetschgrenzen aufweisen als das ideelle, der theoretischen Untersuchung zugrunde gelegte Diagramm, sind die $\sigma_k$-Werte der T.K.V.S.B.-Kurven sinngemäß im Verhältnis der entsprechenden Werte der Quetschgrenzen zu erhöhen oder zu erniedrigen (Annäherungsverfahren).

9. Der einheitliche, sich auf die wirklichen Festigkeitseigenschaften des jeweiligen Konstruktionsmaterials aufbauende Gedanke, welcher dem T.K.V.S.B.-Verfahren zugrunde liegt, ermöglicht, das Verfahren auszudehnen auf:

a) die Beurteilung der Gefahr des Ausknickens in der zur Kraftebene winkelrechten Richtung, wenn der Kraftangriff in einer der Hauptachsen exzentrisch erfolgt,
b) die Bestimmung der Tragkraft bei nach beiden Achsen exzentrisch gedrückten Stäben,
c) die Ermittlung der Knick-Querkraft $Q_{max} = P_k \cdot f_k \cdot \frac{\pi}{l}$ und damit die Bemessung der Verbindungen von gegliederten Knickstäben (Vergitterungen, Bindebleche),
d) die Beurteilung des Einflusses einer unveränderlichen Querbelastung auf die Knicksicherheit eines gedrückten Stabes,
e) die uneingeschränkte Anwendung des Verfahrens von Vianello,
f) die Ermittlung von Durchbiegungen von auf Biegung beanspruchten Balken ohne und mit Achsialdruck bei Beanspruchungen über die Proportionalitätsgrenze.

[3]) M. Roš, «Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunkte eiserner Fachwerkbrücken». Bericht der Gruppe V der T. K. V. S. B. Juni 1922 und «Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis», September 1926.

[4]) Th. Wyss, «Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke» Mitteilg. über Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure, Heft No. 262, 1923.

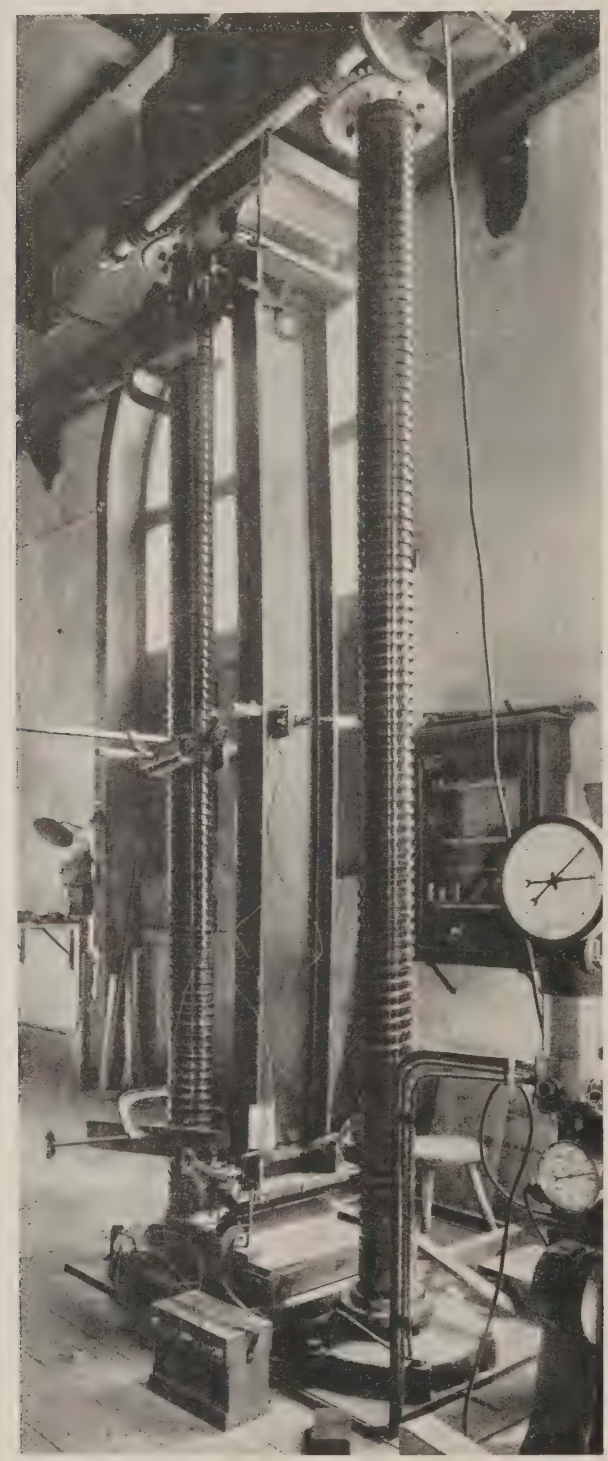


Abb. 11. Knickversuch mit I NP 32
Schneidenentfernung 3.20 m
Schlankheitsgrad $\frac{l}{i} = 120$; Exzentrizitätsmass $m = 0$

Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E. T. H.

*M. ROŠ und A. EICHINGER, ZÜRICH*

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr

*Sonderdruck aus den Verhandlungen*
*des 2. Internationalen Kongresses für technische Mechanik*
*Zürich 1926*

1927

ORELL FÜSSLI VERLAG ZÜRICH UND LEIPZIG

# Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr

1. Teil von M. Roš, Zürich
2. Teil von Ing. A. Eichinger, Zürich

(Hiezu Tafel)

## I. Die Festigkeitstheorien

Die älteren Theorien von der nach Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze eintretenden Störung des inneren elastischen Gleichgewichtes bezw. von der Bruchgefahr, nämlich:

die Hypothese der größten Hauptspannung,
die Hypothese der größten positiven Hauptdehnung, und
die Hypothese der inneren Reibung,

können sich, weil im Widerspruche mit den Ergebnissen der Versuche bezw. der Erfahrung, nicht behaupten.

Die Theorie der größten Schubspannung von Guest-Mohr[1]) für zähe Körper hat sich gestützt auf ältere Versuche als die zutreffendere erwiesen. Versuche mit zähen Stoffen (Flußeisen, Kupfer, Stahl) sollen für Zustände an der Elastizitäts- bezw. Fließgrenze einen annähernd gleichbleibenden Wert für den Unterschied zwischen der größten Hauptspannung $\sigma_3$ und kleinsten $\sigma_1$ ergeben haben, *ganz unabhängig von der Größe der mittleren Hauptspannung* $\sigma_2$. Die größte Schubspannung strebte einem konstanten Werte zu von der Größe:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = \text{konstant.} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Die Versuche von Th. v. Kármán[2] mit spröden Stoffen (Marmor und Sandstein), welche sich unter allseitigem Druck wie zähe Stoffe mit mehr oder weniger ausgeprägter Quetschgrenze verhielten, bestätigten sehr schön die Mohrsche Vorstellung von der Elastizitätsgrenze.

R. Böker[3]) führte unter allseitigem Druck Zugversuche durch und stellte fest, daß der *Einfluß der mittleren Hauptspannung auf die Elastizitätsgrenze,* im Gegensatz zur Annahme Mohrs, vorhanden ist. Er stellte Unterschiede von 9—11 % fest.

Neuere amerikanische Versuche mit Stahlmaterial führten zur einwandfreieren Feststellung, daß die Fließgrenze für Torsion

$$\tau_{max} \begin{cases} \cong 0{,}60\ \sigma_s \text{ (Fließgrenze für Zug = Streckgrenze)} \\ \cong 0{,}60\ \sigma_q \text{ (Fließgrenze für Druck = Quetschgrenze)} \end{cases}$$

beträgt, somit höher als $\tau_{max} = 0{,}50\ \sigma_f$ entsprechend Mohr, ist.

Im Jahre 1904 stellte Prof. M. T. Huber[4]) (Lwów) die Theorie der konstanten Gestaltänderungsarbeit als Maß für die Anstrengung des Materials auf. Die gleiche Beziehung als Plastizitätsbedingung leiteten mit etwas abweichender Begründung und unabhängig die Herren

---

[1]) O. Mohr, «Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials?» Zeitschrift des V. D. I. 1900. «Abhandlungen auf dem Gebiete der technischen Mechanik», 1905/1913. J. Guest, «Philosophical Magazine», Bd. 50, 1900. M. Mesnager, «Déformation et rupture des solides». Revue de métallurgie No. 6 et 7, 1922.

[2]) Th. von Kármán, «Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck». Mitteilungen über Forschungsarbeiten V. D. I., Heft 118, 1912.

[3]) R. Böker, «Die Mechanik der bleibenden Formänderung in kristallinisch aufgebauten Körpern.» Mitteilungen über Forschungsarbeiten V. D. I., Heft 175/176, 1915.

[4]) M. T. Huber, «Die spezifische Formänderungsarbeit als Maß der Anstrengung eines Materials.» Lemberg 1904. Siehe auch A. Föppl «Drang und Zwang». Erster Band S. 50, 1920.

Prof. R. v. Mises [5]) (im Jahre 1913) und H. Hencky [6]) (im Jahre 1924) ab. Diese Plastizitätsbedingung, durch die Hauptspannungen $\sigma_1$, $\sigma_2$ und $\sigma_3$ ausgedrückt, lautet:

$$(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_1\sigma_3) = 4k^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

wenn mit $2k$ die Plastizitätsgrenze (Streck- bezw. Quetschgrenze) für den einaxigen Spannungszustand bezeichnet wird. $k$ ist somit eine Materialkonstante.

Aus dieser Beziehung geht hervor, daß, im Gegensatz zu Mohr und ganz allgemein, die *mittlere Hauptspannung* $\sigma_2$ *auf die Fließgrenze von Einfluß sein muß.*

Die genauere Betrachtung des Huber-Henckyschen Satzes führt zur Erkenntnis von dessen ganz allgemeiner Gültigkeit, vom Beginn der ersten Formänderung bis unmittelbar vor Erreichung der Bruchgrenze.

Es gibt jedoch viele zwei- und dreiaxige Spannungszustände, für welche die Mohrsche Theorie für Spannungszustände an und in der Plastizitätsgrenze gilt und somit auch der Plastizitätsbedingung, als Sonderfall, genügt.

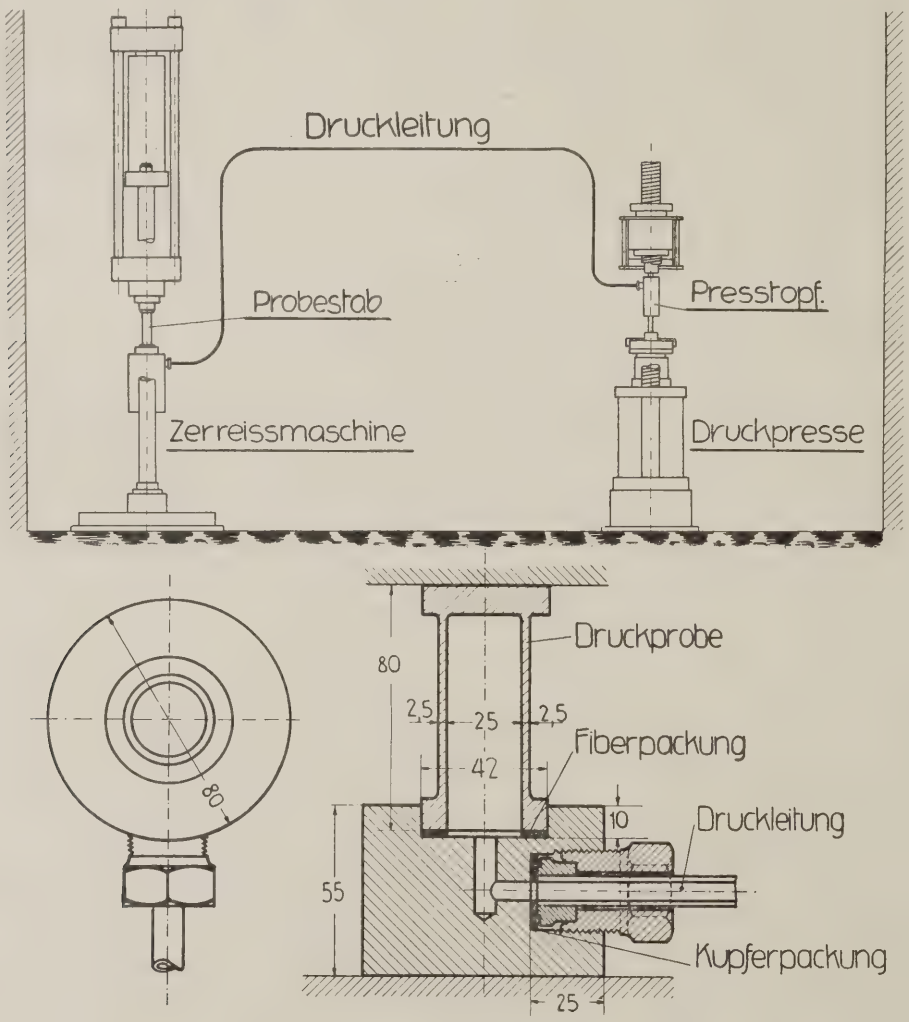



Abb. 4.
oben: Versuchseinrichtung, unten: Druckversuch.

[5]) R. von Mises, «Göttinger Nachrichten.» 1913, S. 582/592.

[6]) H. Hencky, «Zur Theorie plastischer Deformationen und der hierdurch im Material hervorgerufenen Nachspannungen.» Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Bd. 4, Heft 4, 1924.

## II. Die Versuchseinrichtung und Versuchsstäbe

29 hohle Stäbe wurden Druck-, Zug- und Torsionsversuchen mit und ohne Innendruck unterworfen (Abb. 1, 2 und 3, Tafel). Auf diese Weise war es möglich, sehr verschiedenartige, dreiaxige Spannungszustände zu erzeugen (Abb. 8 bis 14).

Vermittelst eines eigens zu diesem Zwecke von der Firma A. J. Amsler & Co. in Schaffhausen konstruierten Multiplikators (Preßtopf), der in eine Amslersche Presse eingebaut war, wurde der Innendruck $i$ ausgeübt (Abb. 4 und 5).

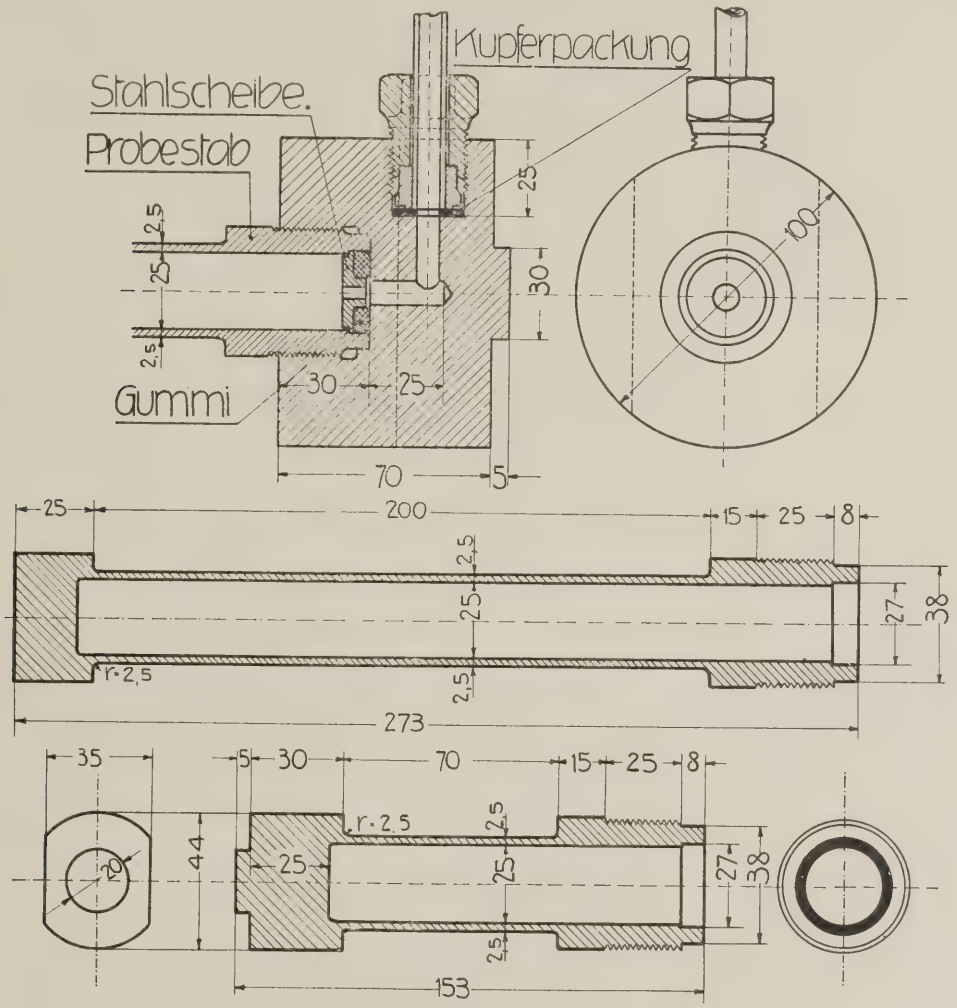



Abb. 5.

oben: Anschlußflansch für die Zug- und Torsionsversuche. Mitte: Zugversuch. unten: Torsionsversuch.

Sämtliche Versuchsstäbe aus sorgfältig ausgewähltem Material, der gleichen Welle entnommen, wurden durch Kaltbearbeitung hergestellt. Jeder Stab wurde nur einmal den Versuchen unterworfen.

Die Messungen erfolgten längs und quer durch je 2 diametral und jeweils in gleicher Höhe angeordnete Spiegelapparate bezw. Dehnungsmesser (Abb. 1, 2 und 3).

Die Ungleichheit der Spannungen in radialer Richtung zufolge des Innendruckes $i$, welche an der inneren Wandung der hohlen Versuchskörper die Größe $i$ und an der Außenwandung die Größe o erreichen, des ferneren die über den Wandquerschnitt etwas ungleiche Spannungsverteilung in Querrichtung (Ringspannung) wurden, wenn sie auch Schwierigkeiten

für die Beurteilung der Anstrengung an der Fließgrenze mit sich bringen (Plastisches Gleichgewicht, Variationsrechnung) gerne in den Kauf genommen, gegenüber den unschätzbaren Vorzügen, welche die unmittelbare Beobachtung der jeweiligen Deformationszustände gleichzeitig in Längs- und Querrichtung bietet (Abb. 6).

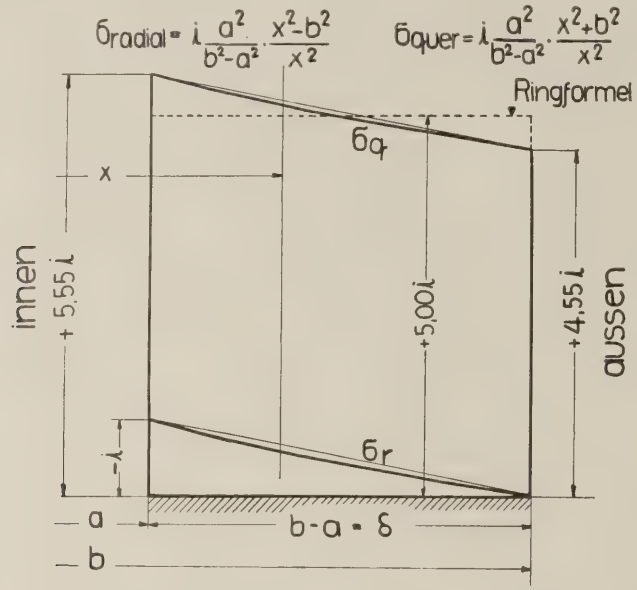



Abb. 6.
Verlauf der Spannungen $\sigma_q$ quer (Ringspannung) und $\sigma_r$ radial (Innendruck).

## III. Theoretische Grundlagen

Trägt man die Hauptspannungen $\sigma_1$, $\sigma_2$ und $\sigma_3$ in ein rechtwinkliges Koordinatensystem ein, so läßt sich der jeweilig ins Auge gefaßte Grenzzustand nach Mohr $(\sigma_3 - \sigma_1) = 2k$ (Elastizitäts-, Plastizitäts-, Bruchgrenze) als auf der Fläche eines regelmäßigen sechseckigen Prismas liegend, darstellen. Die Kanten des Prismas liegen auf einem Kreiszylinder, dessen Halbmesser $2k \cdot \sqrt{\frac{2}{3}}$ beträgt. Der Schnitt dieses sechseckigen Prismas mit der $\sigma_1$-$\sigma_2$-Ebene ist ein Sechseck. Die Endpunkte auf den $\sigma_1$- und $\sigma_2$-Axen entsprechen dem Werte $2k = 2\tau =$ konstant. Die Axe des Prismas schließt mit den positiven Richtungen der 3 Koordinatenaxen $\sigma_1$, $\sigma_2$ und $\sigma_3$ den gleichen Winkel $\varphi = 54^0\,40'$ ein $\left(\cos\varphi = \frac{1}{\sqrt{3}}\right)$ [7]) (Abb. 7).

Die Plastizitätsbedingung der konstanten Gestaltänderungsarbeit, von Huber-Hencky durch die Hauptspannungen $\sigma_1$, $\sigma_2$ und $\sigma_3$ ausgedrückt, lautet:

$$(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_1\sigma_3) = 4k^2, \quad \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots \quad (2)$$

worin $2k =$ Streckgrenze (Zug) = Quetschgrenze (Druck), somit $k =$ Materialkonstante. Sie läßt sich durch einen dem Sechseckprisma umschriebenen Kreiszylinder darstellen (Abb. 7).

Der Unterschied in den Grenzwerten (Elastizitäts-, Fließ- oder Bruchgrenze) nach den beiden Theorien folgt unmittelbar aus dem Unterschied zwischen dem Spannungsprisma und dem Spannungszylinder. Dieser ist für ebene Spannungszustände am größten für die Punkte

[7]) H. M. Westergaard, «On the Resistance of ductile materials.» Journal of Franklin Institut. May 1920, Pag. 627/640.

$B_1$, $B_2$ und $B_3$ und erreicht einen Wert bis zu 15 % zuungunsten der Theorie von Guest-Mohr (Abb. 15).

Da sowohl nach der Theorie von Guest-Mohr als auch nach dem Ansatz von Huber-Hencky die Ausdrücke, die Hauptspannungen enthalten (linke Seite der Gleichung), Funktionen des Innendruckes $i$ sind und anderseits die Materialkonstante $k$ (rechte Seite der Gleichung),

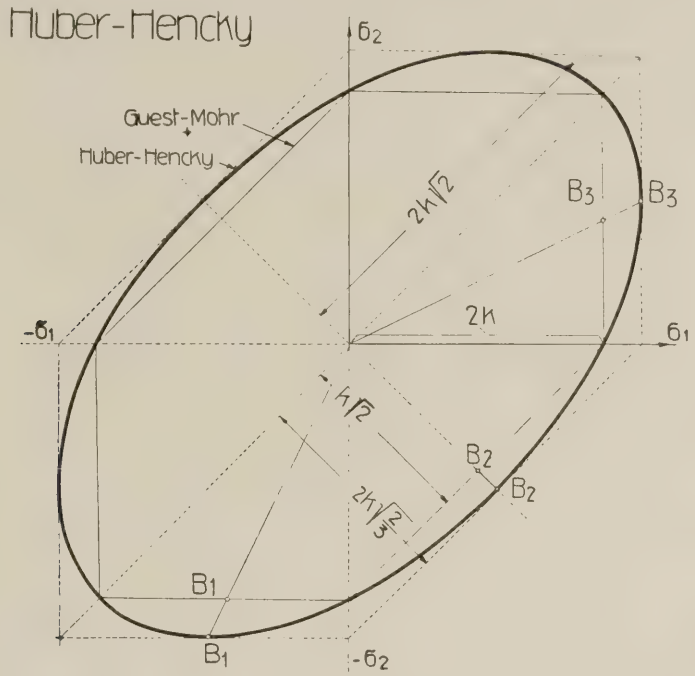



Abb. 7.
Räumliche bezw. ebene Darstellung der Grenzwerte von Huber-Hencky für zähe Stoffe.

durch den einaxigen Zug-, bezw. Druckversuch einwandfrei festgestellt werden konnte, war es möglich, die den jeweiligen kombinierten Spannungszuständen entsprechenden, nach Guest-Mohr und Huber-Hencky zu erwartenden $i$-Werte rechnerisch zu ermitteln und den aus den zugeordneten Versuchen ermittelten $i$-Werten bei Erreichung der Plastizitätsgrenze gegenüberzustellen (Abb. 8 bis 14).

Kurz vor dem Erreichen der Plastizitätsgrenze an der inneren Wandung der Hohlkörper sind die mit I bezeichneten Spannungszustände gültig. Die mit II bezeichneten Spannungszustände sind mit genügender Schärfe gültig für ein Element der Mitte der Wand im Fließzustand, welches die gleiche Anstrengung aufweist, wie ein Element der Außenwandung beim Erreichen des Fließens außen, woselbst letzteres scharf durch die Dehnungsmesser registriert werden konnte (Abb. 8 bis 14).

## IV. Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Auf Grund der Versuche der E.M.P.A. [8]) mit Hohlkörpern aus zähem S.M.-Stahl von sehr gleichmäßiger Beschaffenheit auf Zug, Druck und Torsion ohne und mit Innendruck ausgeführt, läßt sich sagen:

[8]) M. Roš und A. Eichinger, «Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr.» Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. Zürich. Schweiz. Verband für die Materialprüfungen der Technik. Zürich, September 1926.

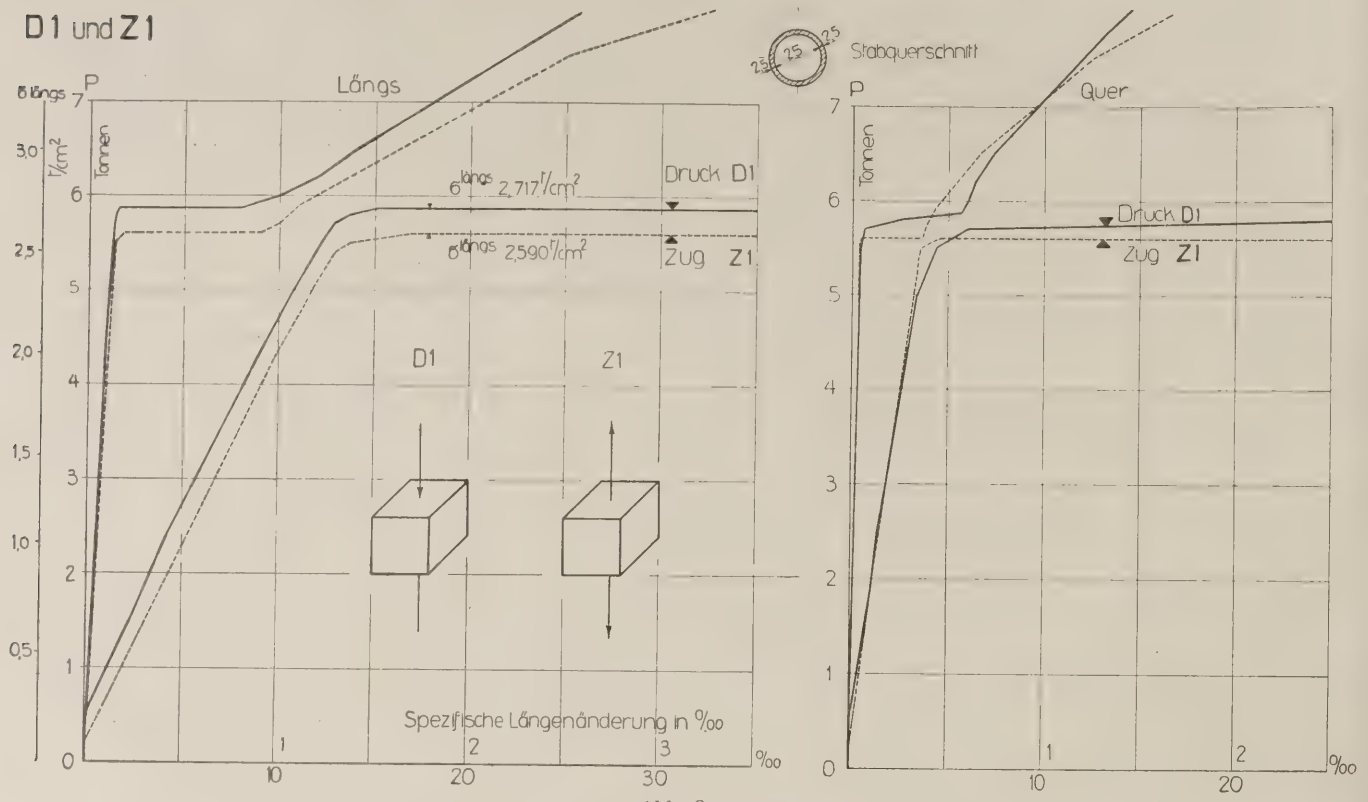



Abb. 8.

Elastizitätsmessung. Druck- und Zugversuche mit hohlen Stäben ohne Innendruck.

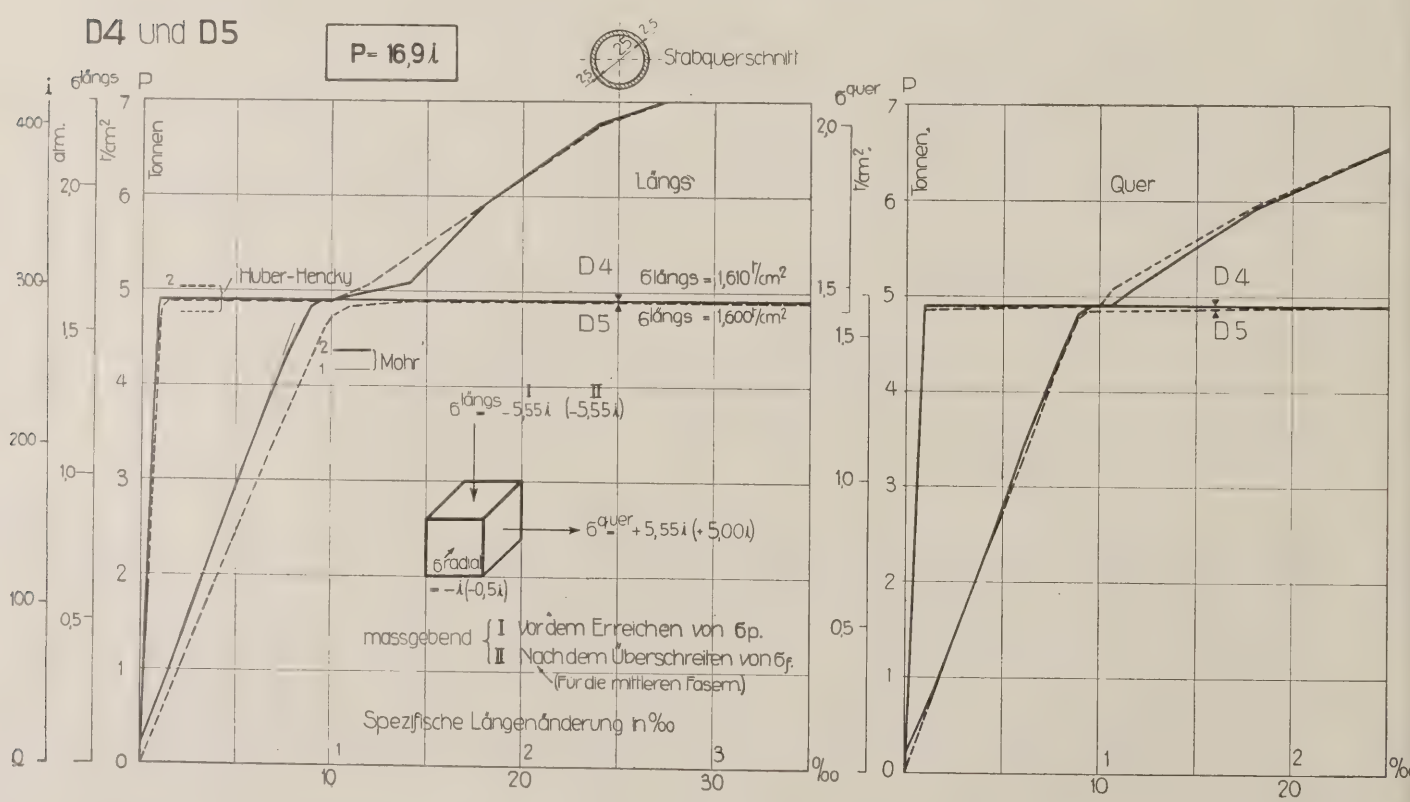



Abb. 9.

Elastizitätsmessung. Druckversuche mit hohlen Stäben mit Innendruck. Spannungszustand: $(-\sigma_l) = (+\sigma_q)$.

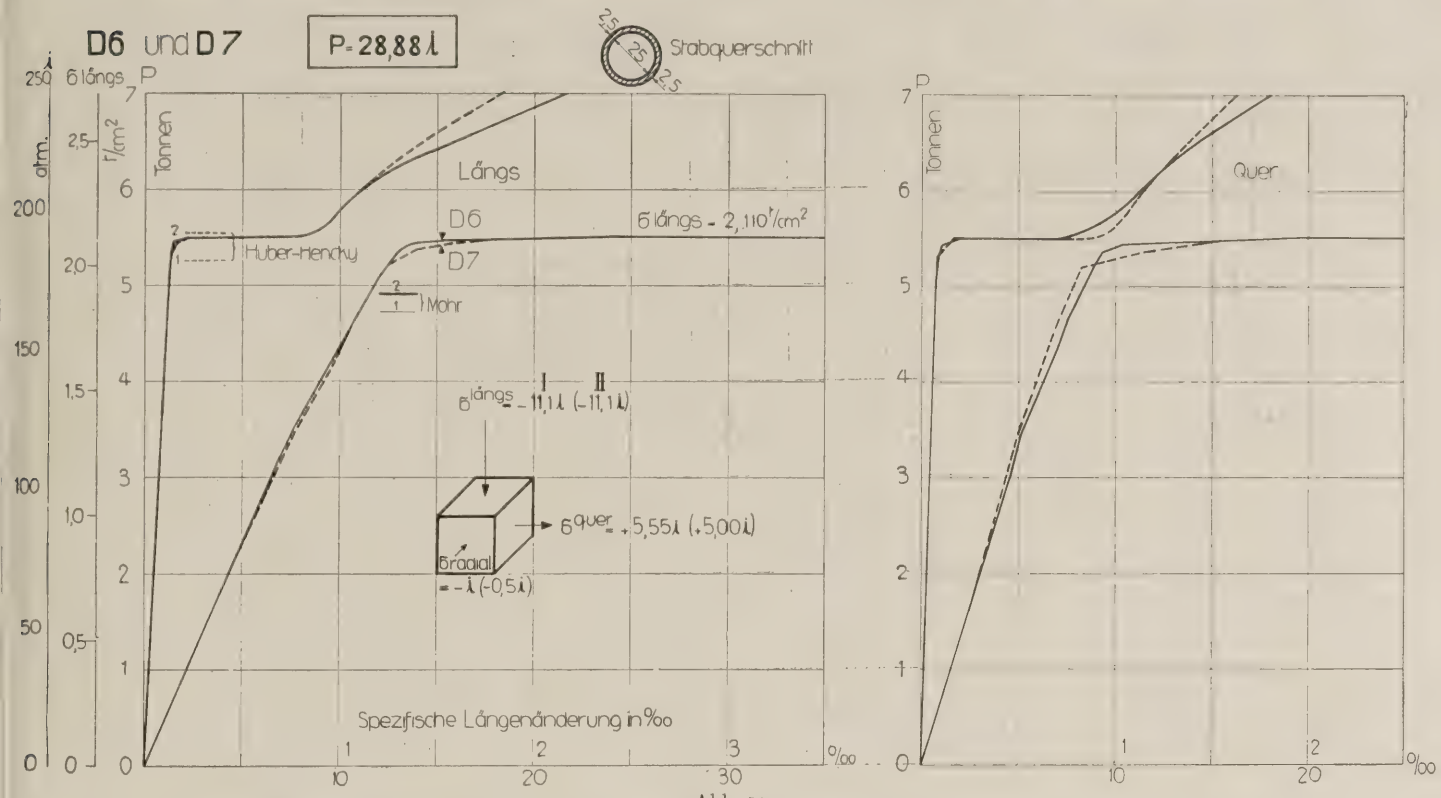



Abb. 10.

Elastizitätsmessung. Druckversuche mit hohlen Stäben mit Innendruck. Spannungszustand: $(-\sigma_l) = (+2\,\sigma_q)$.

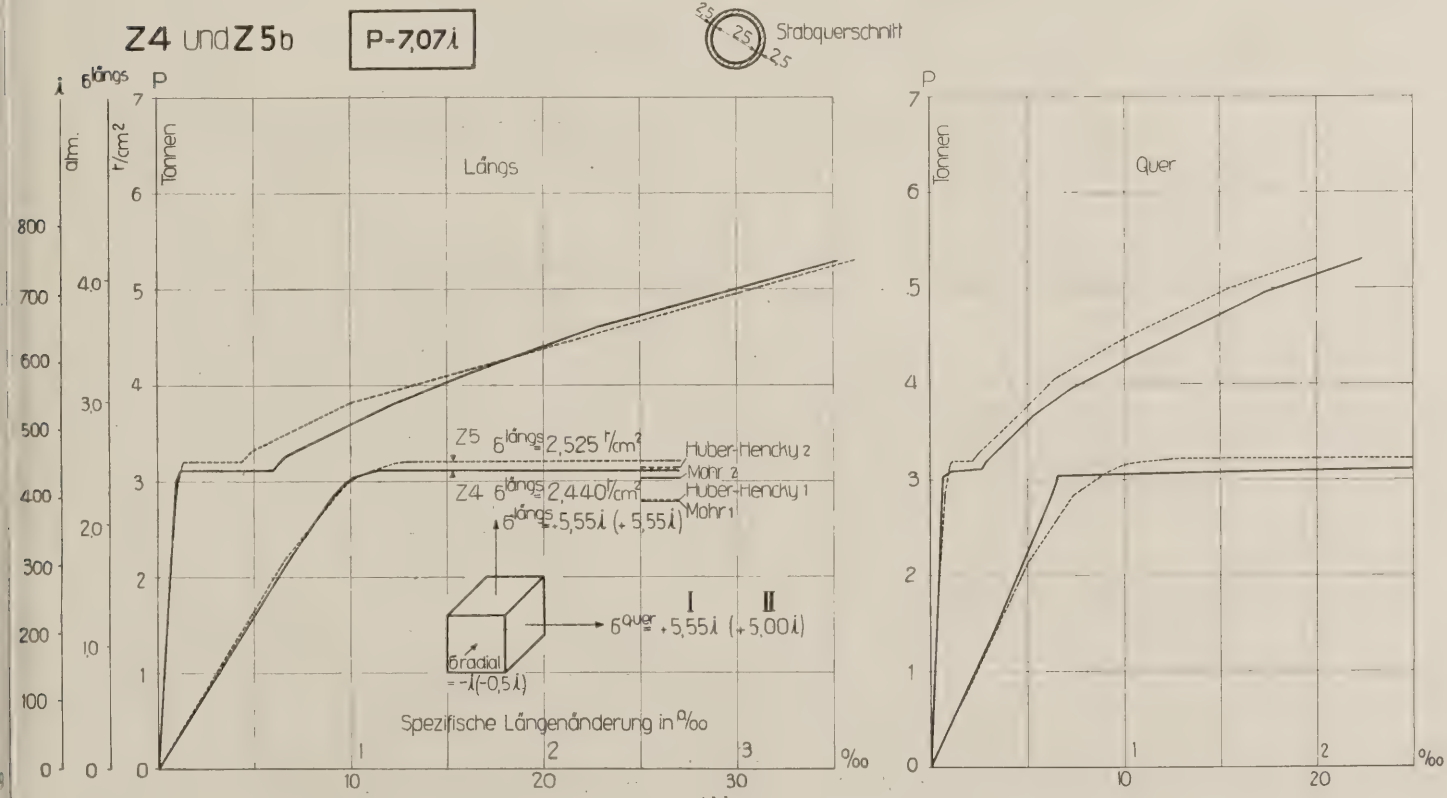



Abb. 11.

Zugversuche mit Innendruck mit hohlen Stäben. Spannungszustand: $(+\sigma_l) = (+\sigma_q)$.

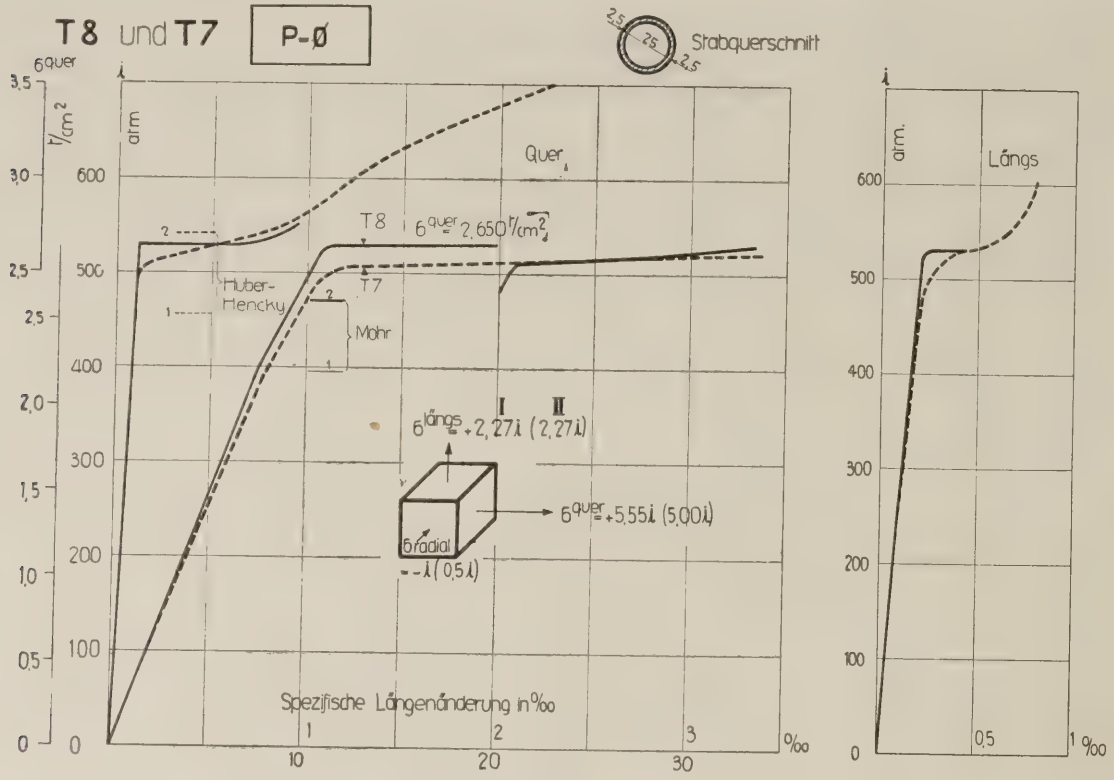



Abb. 12.

Elastizitätsmessung. Zugversuche mit hohlen Stäben mit Innendruck. Spannungszustand $(+\sigma_l) = (+0{,}5\,\sigma_q)$.

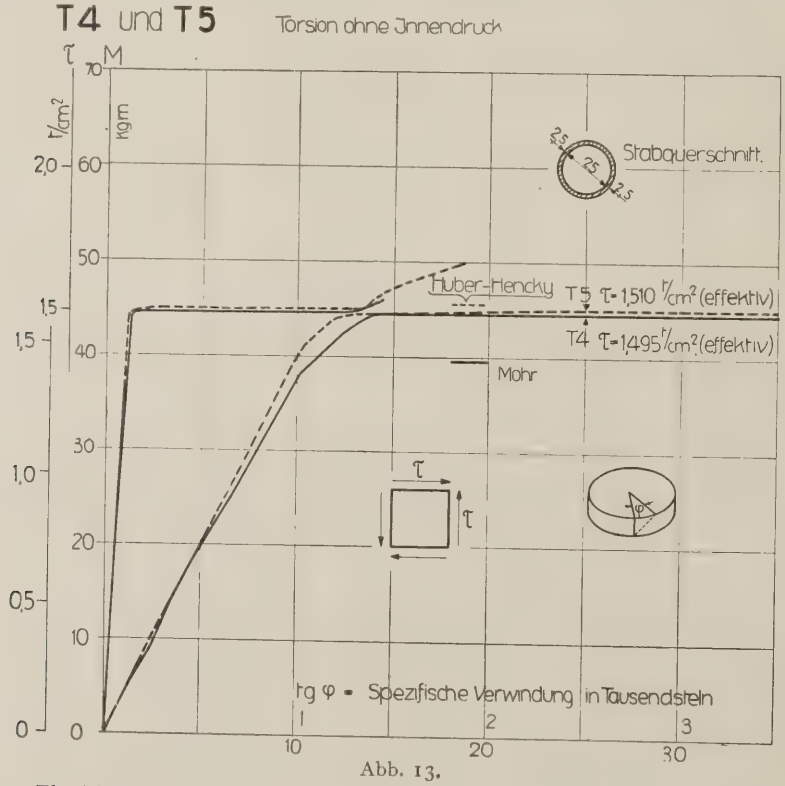



Abb. 13.

Elastizitätsmessung. Torsionsversuche mit hohlen Stäben ohne Innendruck.

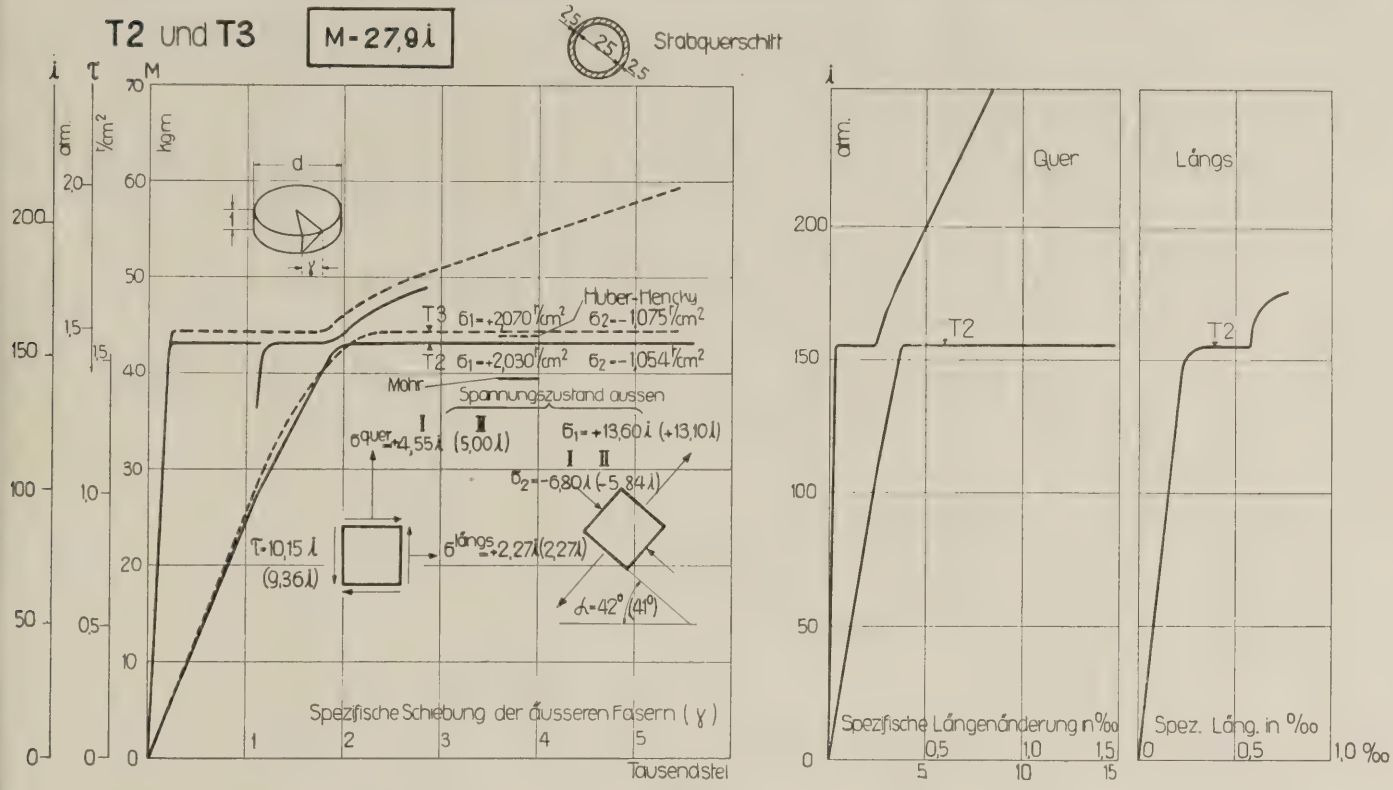



Abb. 14.

Elastizitätsmessung. Torsionsversuche mit hohlen Stäben mit Innendruck. Spannungszustand: $(+\sigma_1) = (-2\sigma_2)$.

Tabelle I **Bruch-Spannungszustände der Versuchsstäbe**

| Stab No. | Höchstlast | | Spannungszustände bezogen auf den ursprünglichen Querschnitt (Zustand II) | | | | Bruchlast | | Spannungszustände bezogen auf den Bruchquerschnitt (effektiv) | | | | Art des Bruches |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $P_{max}$ | $i_{max}$ | $\sigma_l$ | $\sigma_q$ | $\sigma_r$ | $\tau_{max}$ | $P_B$ | $i_B$ | $\sigma_l$ | $\sigma_q$ | $\sigma_r$ | $_{ef}\tau_{max}$ | |
| Masse | t | atm | t/cm² | t/cm² | t/cm² | t/cm² | t | atm | t/cm² | tcm² | t/cm² | t/cm² | |
| *Z* 1 | 10,46 | 0 | 4,84 | — | — | 2,42 | 9,30 | 0 | 8,30 | — | — | *4,15* | Gleitungsbruch |
| *Z* 6 | 33,30 | 0 | 4,71 | — | — | 2,36 | 25,10 | 0 | 8,74 | — | — | *4,37* | Gleitungsbruch |
| *Z* 2 | 9,20 | 482 | 5,36 | 2,41 | -0,24 | 2,80 | 9,20 | 482 | unbestimmt | | | | Gleitungsbruch |
| *Z* 3 | 9,20 | 478 | 5,35 | 2,39 | -0,24 | 2,80 | 9,20 | 478 | 8,36 | 3,67 | -0,24 | *4,30* | Gleitungsbruch |
| *Z* 4 | 5,30 | 770 | 4,20 | 3,85 | -0,38 | 2,29 | 5,30 | 770 | 4,50 | 4,29 | -0,39 | 2,45 | Trennungsbruch (Schlacken-Einschluß) |
| *Z* 5 | 5,72 | 810 | 4,49 | 4,05 | -0,41 | 2,45 | 5,72 | 810 | 5,61 | *5,71* | -0,41 | 3,06 | Trennungsbruch |
| *T* 1 | -4,90 | 860 | 0,00 | 4,30 | -0,43 | 2,36 | 4,90 | 860 | -0,19 | *5,23* | -0,43 | 2,83 | Trennungsbruch |
| *T* 7 | 0 | 852 | 1,94 | 4,26 | -0,43 | 2,35 | Ø | 852 | 2,39 | *5,18* | -0,43 | 2,81 | Trennungsbruch |
| | $M_{max}$ | $i_{max}$ | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\sigma_3$ | $\tau_{max}$ | $M_B$ | $i_B$ | | | | $_{ef}\tau_{max}$ | |
| *T* 6 | 79,8 | 0 | -4,26 | 4,26 | 0 | 4,26 | gleich wie auf dem urspr. Querschnitt | | | | | *4,26* | Gleitungsbruch |
| *T* 2 | 122,5 | 440 | — | — | — | 4,10 | 122,5 | 440 | — | — | — | *4,29* | Gleitungsbr.a.Kopf |
| *T* 3 | 122,5 | 440 | — | — | — | 4,10 | 122,5 | 440 | — | — | — | *4,29* | Gleitungsbr.a.Kopf |

$\sigma_z = \sigma_l$ = Längsspannung.
$\sigma_x = \sigma_q$ = Ringspannung.
$\sigma_y = \sigma_r$ = Radialspannung.
(+) = Zug.
(−) = Druck.

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ Hauptspannungen.

1. Die Ergebnisse der Versuche im Bereich der Fließgrenze zeigen mit der Theorie der konstanten Gestaltänderungsarbeit von Huber-Hencky fast genaue Uebereinstimmung (Abb. 8 bis 14).
2. Gegenüber der Theorie der größten Schubspannung von Guest-Mohr ergeben die Versuchsergebnisse Unterschiede bis zu max. 15 % (Abb. 15). Die Werte nach Guest-

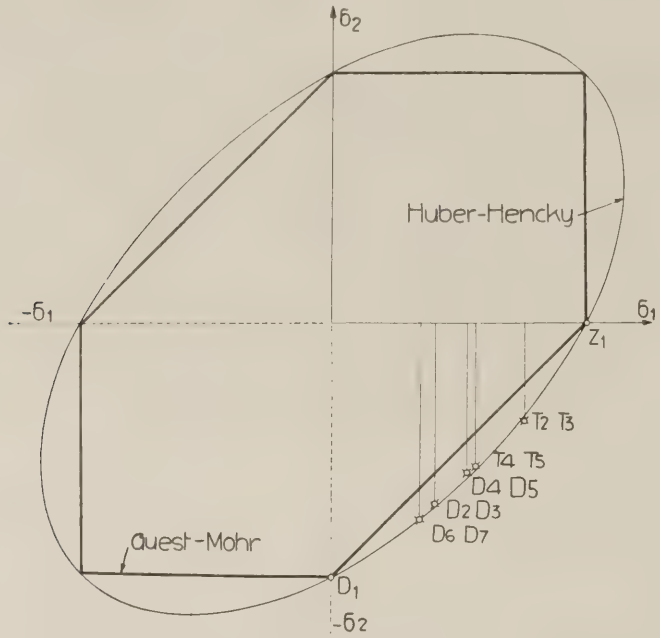



Abb. 15.
Ergebnisse der Versuche. Theoretische Werte.

Mohr sind kleiner. Eine Hüllkurve in Mohrscher Darstellung ist nicht möglich (Abb. 16). Durch die Versuche wurde der Einfluß der mittleren Hauptspannung in unverkenn-

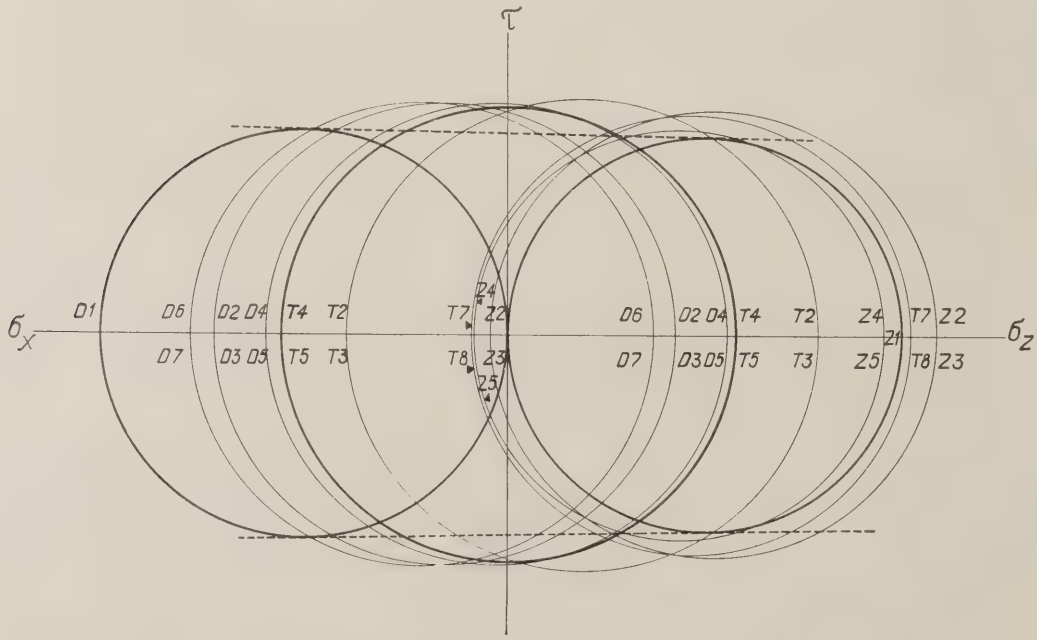



Abb. 16.
Die Mohrschen Hauptkreise sämtlicher Druck-, Zug- und Torsionsversuche mit hohlen Körpern.

barer Weise nachgewiesen [9]). In einigen Sonderfällen stimmen Guest-Mohr und Huber-Hencky genau überein.

Die Theorie von Guest-Mohr wird einer praktisch sehr brauchbaren Annäherung gerecht.

3. Aus den Ergebnissen der Spannungszustände und Formänderungen nach Bruch ist zu entnehmen, daß sich die Bruchtheorie von Mohr für den Bruch selbst (nach Trennung der Teile) behaupten kann, insofern man sie, im Einklang mit der Mohrschen Voraussetzung, auf den *Gleitungsbruch* beschränkt. Der Gleitungsbruch wird durch einen praktisch konstant verbleibenden Größtwert der Schubspannung, bezogen auf den effektiven Bruchquerschnitt, bedingt (Tabelle I).
4. Ganz geringe Unhomogenitäten (Schlackeneinschlüsse etc.) können einen Trennungsbruch zur Folge haben und dann scheint die größte Zugspannung, bezogen auf den wirklichen Bruchquerschnitt, maßgebend zu sein (Tabelle I).
5. Die Versuche bestätigen die Tatsache, daß zähe Stoffe mit ausgesprochener Fließgrenze im plastischen Gebiet ihre *Quasiisotropie* nicht einbüßen. Das Fließen erfolgt in allen Richtungen gleichzeitig (Abb. 8 bis 14).
6. Die *Poissonsche Querdehnungszahl m* nimmt für Spannungszustände innerhalb des plastischen Bereiches und auch darüber hinaus, auf die bleibenden Formänderungen bezogen, genügend genau den Wert $m = 2$ an (Abb. 8).

[9]) A. Nádai, «Zur Mechanik der bildsamen Formänderungen.» Werkstoffausschußbericht No. 56 des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute 1925. W. Lode, «Versuche über den Einfluß der mittleren Hauptspannung auf das Fließen der Metalle, Eisen, Kupfer und Nickel». Zeitschrift für Physik 1926, Heft 11 — 12.

## 2. Teil.

### Von A. Eichinger, Zürich

Auf Grund der vorliegenden Ergebnisse wurde versucht, in Erkenntnis der Deformationsvorgänge vor und insbesondere nach Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze bezw. Fließgrenze einen neuen Beweis für die Gültigkeit der Beziehung:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_2 - \sigma_2 \sigma_3 - \sigma_3 \sigma_1 = 4 k^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

zu erbringen. In Anlehnung an die Theorie von Mohr und in besserer Anpassung an die Versuchsergebnisse ist dieses auch gelungen.

*Es interessiert uns vorläufig in erster Linie, wie sich der Körper bei allgemeinem Spannungszustand verhält, wenn seine Festigkeitseigenschaften bei einachsigem Zug und einachsigem Druck genau bekannt sind.*

Durch die vorliegenden Versuche ist für Stähle der Beweis erbracht, daß die totalen Formänderungen in zwei Teile getrennt werden können, und zwar:

In die elastischen Formänderungen, welche den Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \alpha\left[\sigma_1 - \frac{1}{m}(\sigma_2 + \sigma_3)\right] \\ \varepsilon_2 &= \alpha\left[\sigma_2 - \frac{1}{m}(\sigma_1 + \sigma_3)\right] \\ \varepsilon_3 &= \alpha\left[\sigma_3 - \frac{1}{m}(\sigma_1 + \sigma_2)\right] \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots \quad (3)$$

(für Stahl ist $m = \frac{10}{3}$ und $\frac{1}{\alpha} = 2100000$ kg/cm²) genügen und in die bleibenden Formänderungen, welche die Gleichungen

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \delta\left[\sigma_1 - \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3)\right] \\ \varepsilon_2 &= \delta\left[\sigma_2 - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\right] \\ \varepsilon_2 &= \delta\left[\sigma_3 - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\right] \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots \quad (4)$$

erfüllen.

$\sigma_1$, $\sigma_2$, $\sigma_3$ sind Hauptspannungen. In den Gleichungen (4) gilt $m = 2$ nur für kleine bleibende Formänderungen, für große muß $m$ aus der Bedingung: Volumenänderung $\Delta V = 0$ abgeleitet werden. Der Körper bleibt danach auch weiter isotrop.

Die Theorie von Mohr trägt der durch die Gleichungen (4) ausgedrückten Tatsache nicht Rechnung, da nach dieser das Gleiten nur in jenen Flächen stattfinden sollte, welche die größte Schubspannung enthalten. Die Körperabmessung sollte demnach in der Richtung der mittleren Hauptspannung $\sigma_2$ keine Aenderung erfahren, es sollte nämlich ganz allgemein $\varepsilon_2 = 0$ sein. Da dieses aber nicht der Fall ist, so wird der erste Teil der Hypothese von Mohr-Guest wie folgt zu vervollständigen sein:

*Die bleibenden Formänderungen kommen durch Verschiebungen in Gleitebenen zustande, die mit den Ebenen der Hauptschubspannungen identisch sind.* Es läßt sich jedoch leicht zeigen, daß die Formänderungen durch die Gleichungen (4) ausgedrückt, schon durch das Vorhandensein zweier Systeme dieser Gleitebenen zustandekommen könnten (z. B. die auf die Ebenen $YZ$ und $XZ$ senkrecht stehenden), was auch im weiteren der Einfachheit halber angenommen wurde.

Diese zwei komponentalen Verschiebungen müssen laut den Gleichungen (4) $2 \cdot h \cdot \varepsilon_1$ und $2 \cdot h \cdot \varepsilon_2$ betragen, wobei $h$ der konstante Abstand dieser Gleitebenen ist (Abb. 17). Die resultierende Verschiebung ist:

$$S = 2h\sqrt{\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 + \varepsilon_1 \varepsilon_2} \quad \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots \quad (5)$$

oder wenn die Werte aus den Gleichungen (4) eingesetzt werden:

$$S = \delta h\sqrt{3(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1)} \quad \ldots\ \ldots\ \ldots\ \ldots \quad (6)$$

Es scheint plausibel zu sein, daß die Anstrengung von dieser resultierenden Verschiebung abhängt, womit auch der zweite Teil der Mohr-Guestschen Theorie wie folgt zu vervollständigen ist:

*Das Maß der Anstrengung ist die Größe der resultierenden Verschiebung in der resultierenden Verschiebungsebene, oder auch, was sich leicht zeigen läßt, die Schubspannung dieser Ebene.*

Beim einachsigen Zugversuch, falls $\sigma_{Zug} = 2\,k$ gesetzt wird, ist

$$S_{Zug} = \delta \cdot h \cdot \sigma_3 \cdot \sqrt{3} = \delta \cdot h \cdot 2\,k \cdot \sqrt{3} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (7)$$

Es muß noch beantwortet werden, wann die Anstrengungen zäher Körper bei zwei verschiedenen Spannungszuständen die gleiche ist. Ich glaube, daß es dafür im Sinne des Vorherigen nur eine Antwort gibt, nämlich:

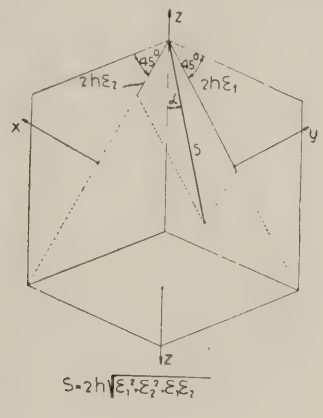



Abb. 17.

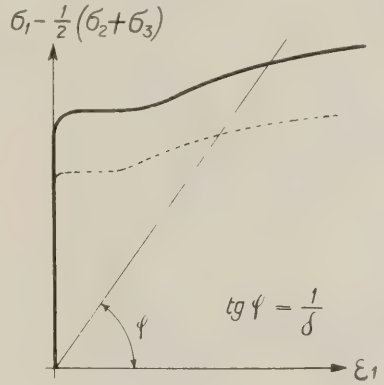



Abb. 18.

*Bei zwei verschiedenen Spannungszuständen wird die Anstrengung dort die gleiche, wo die δ-Werte miteinander übereinstimmen* (Abb. 18), also dort, wo die *Plastizitätsmoduli* $\frac{1}{\delta}$ einander gleich sind. (Innerhalb der Elastizitätsgrenze dem Elastizitätsmodul $E = \frac{1}{\alpha}$ entsprechend.)

Wenn man dieses in den Gleichungen (6) und (7) ausnützt, so kommt man zur Beziehung

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1 = 4\,k^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Dieses Ergebnis stimmt genau mit jenem überein, welches aus der Annahme der Konstanz der bezogenen Gestaltänderungsenergie von Huber-v. Mises-Hencky hervorgeht.

Die Versuche haben es bestätigt, daß diese Beziehung vom Belastungszustand Null bis kurz vor die Bruchgrenze gilt.

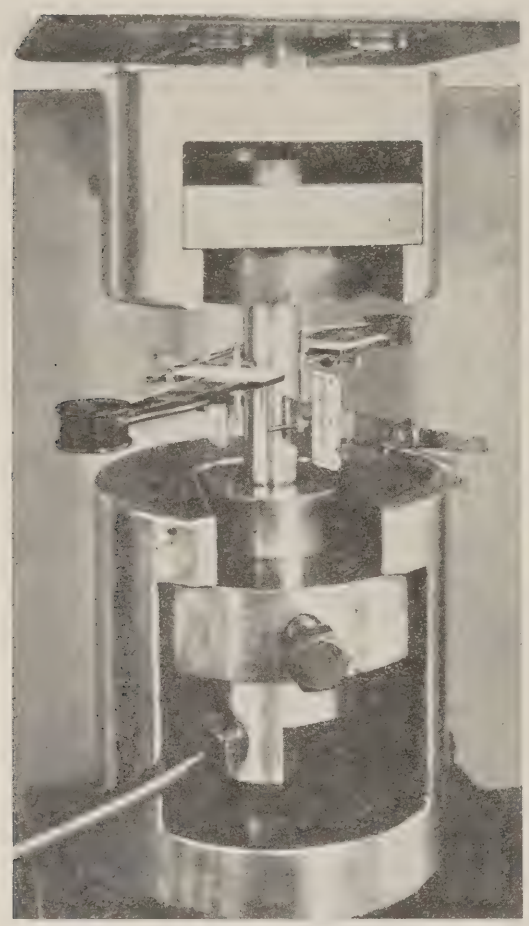


Abb. 1. Zugversuch.

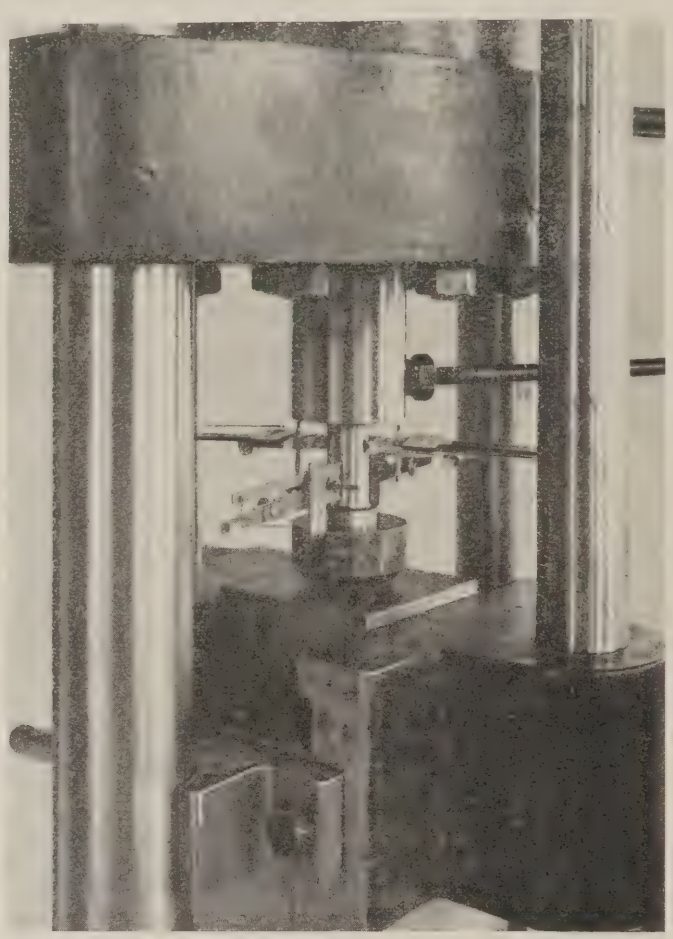


Abb. 2. Druckversuch.

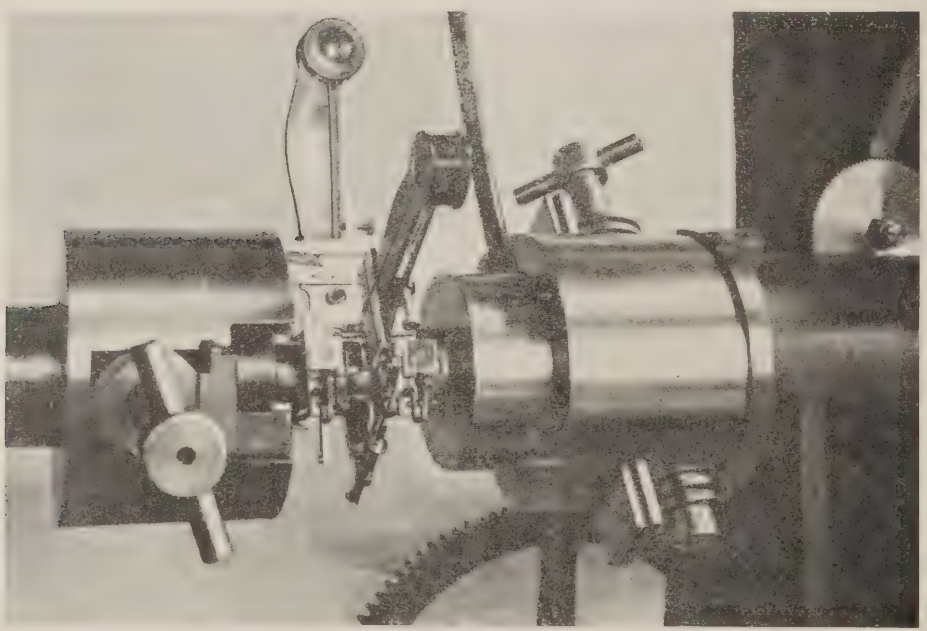


Abb. 3. Torsionsversuch.

M. ROŠ, ZÜRICH

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

# Mitteilungen über einige Messungen an Tragflächen von Flugzeugen.

Von *F. Hübner*,
Kontrollingenieur für Brücken beim Eidg. Eisenbahndepartement, Bern.

# Mitteilungen über einige Messungen an Tragflächen von Flugzeugen.

Von *F. Hübner*,
Kontrollingenieur für Brücken beim Eidg. Eisenbahndepartement, Bern.

Angeregt durch die Erfolge, welche mit Messungen an Brücken- und Hochbauten in den verflossenen Jahren erzielt worden waren, beschloss die Kriegstechnische Abteilung des eidgenössischen Militärdepartementes zu Beginn des Jahres 1925, auch an Tragflächen von Flugzeugen und deren Stützungen Messungen ähnlicher Art zu versuchen. Mit den Anordnungen für diese Versuche wurde der Verfasser betraut; die Versuche erfolgten in den Eidg. Konstruktionswerkstätten in Thun an einem dort gebauten Jagdflugzeug.

Die Versuche an den Tragflächen und ihren Stützungen erforderten vorerst eine ganze Reihe von Vorversuchen an hölzernen Probekörpern und Stahlrohren an der Eidg. Materialprüfungsanstalt Zürich, zwecks Ermittlung der massgebenden Elastizitätsmoduli und anderer Eigenschaften und Eigentümlichkeiten dieser Baustoffe, welche für die Auswertung der Messergebnisse an Tragflächen von Bedeutung waren.

Diese in mancher Hinsicht interessanten Baustoffprüfungen gaben uns zudem gewisse Fingerzeige über die Bedingungen, welche zu erfüllen sind, um Spannungen auch auf Holz zuverlässig messen zu können. Wir kamen zum Schluss, dass es nicht angezeigt ist, die Dehnungsmesser unmittelbar auf die Holzfasern aufzusetzen. Wir haben deshalb bei allen späteren Messungen die Apparatespitzen auf dünne, *aufgeleimte* und etwa 1½ cm lange Eisenholzplättchen abgesetzt, welche also mehrere Holzfasern zugleich fassten und deren Verletzung auch ausschlossen. Soweit möglich, bedienten wir uns auch einer Messlänge von 10 cm, weil dann sicher weniger Unregelmässigkeiten zu befürchten sind, als bei einer Messlänge von nur 2 cm.

Die Versuche an Stahlrohren — kreis- und tropfenförmigen Querschnittes — zeigten Unregelmässigkeiten, welche wir anfänglich Veränderlichkeiten in den Güteeigenschaften der dünnen Wände dieser gezogenen Rohre zuschreiben wollten. Wir glauben indessen heute, dass es sich bei dieser Erscheinung eher um ungleichmässige örtliche Wellungen der bloss 0,8 bis 1,2 mm dicken Rohrwandungen handeln dürfte. Dieser Fehlerquelle muss man bei Versuchen an den Stützstreben der Flügelflächen durch geeignete Auswahl der Messstellen zu begegnen suchen, was durch Verlegung der letzteren in die Nähe der Befestigungspunkte geschehen kann; damit verbindet man gleichzeitig noch den Vorteil eines Einblickes in die Nebenspannungen dieser Stützstreben, von denen später noch die Rede sein wird.

Als der Gedanke der systematischen Messungen an Flugzeugen auftauchte, standen begreiflicherweise die Beobachtungen der Spannungen und der Formänderungen *während des Fluges* im Vordergrund des Interesses, sind es doch letzten Endes diejenigen Beanspruchungen, die uns fesseln, welche einem Gebilde in den Augenblicken seiner Zweckerfüllung zukommen. Aus diesem Grunde und nicht zum kleinsten Teil auch wegen der Stärkung des Sicherheitsgefühles war bisher und ist auch heute noch die Belastungsprobe eines Flugzeuges bis zum Bruch die beliebteste Prüfungsmethode; wenn nicht der einzige, so ist sie doch der ausschlaggebende Wertmesser für die Sicherheit eines Flugzeuges geblieben.

Was jedoch das Flugzeug als Traggebilde von den Brücken -und Hochbauten in erster Linie unterscheidet, ist, dass es Belastungszuständen genügen muss, welche das Flugzeug nicht nur nach vielen Richtungen stark beanspruchen, sondern zudem auch in ihrer Wirkung auf das Flugzeug sehr verschieden eingeschätzt werden müssen, je nach der Häufigkeit des Auftretens der verschiedenen Belastungsannahmen und ihrer Bedeutung für das Flugzeug. Angesichts dieser sehr verwickelten Verhältnisse, erachtete man es als verfrüht und zwecklos, sofort mit den schwierigen Messungen während des Fluges zu beginnen, ganz abgesehen davon, dass unseres Wissens geeignete, selbstschreibende Apparate für die Aufnahme von Diagrammen über Spannungen oder Formänderungen dieser Art noch nicht zur Verfügung stehen. Auch musste man sich fragen, was derartige Diagramme schliesslich viel nützen können, wenn die Grundlagen für ihre Beurteilung und Auswertung nicht bestehen.

Die Belastungsannahmen, welche man der Berechnung eines Flugzeuges zugrunde legt, sind in den verschiedenen Ländern durch Vorschriften geregelt, welche wohl in den Annahmen über die Art der Belastung so ziemlich übereinstimmen, hinsichtlich des anzunehmenden Sicherheitsgrades aber zum Teil voneinander abweichen; dieser richtet sich nach den Zwecken, denen ein Flugzeugtyp zu genügen hat und wird daher nicht einheitlich eingeschätzt. Hinsichtlich der Belastungsannahmen selbst ist festzuhalten, dass sie aus aerodynamischen Laboratoriumsversuchen abgeleitet sind. Die Grösse und Verteilung *dieser* Drucke ist schon mehrfach durch Probeflüge überprüft und bestätigt worden. So ergaben sich schliesslich die Vielfachen, um welche die Belastungsannahmen für die Berechnung und Bemessung der tragenden Teile eines Flugzeuges zu vergrössern sind.

Ueber die Auswirkung der Belastungsannahmen im Innern der Tragflächen und in deren Stützstreben scheint indessen noch wenig bekannt zu sein, trotzdem die Sicherheit eines Flugzeuges letzten Endes ebensosehr von den auftretenden Beanspruchungen der einzelnen Teile abhängt, wie von der genauen

Kenntnis der einwirkenden äusseren Kräfte. Die Berechnung der inneren Kräfte geschieht wohl meistens nach den einfachen Regeln der Baustatik, günstigenfalls unter Mitberücksichtigung der infolge der starken Formänderungen sich in den Holmen verspannter Doppeldecker ergebenden Nebenspannungen. Ob sich indessen die Spannungen den rechnerischen Voraussetzungen gemäss auf den einzelnen Holmen, Stützstreben und allfälligen Verspannungen einstellen, darüber vermögen erst unmittelbare Beobachtungen der Spannungen selbst zutreffende Auskunft zu geben. Noch grösser sind aber die heute noch bestehenden Ungewissheiten über die Auswirkungen plötzlicher Belastungsänderungen; derartige dynamische Inanspruchnahmen der Holme, Streben und Verspannungen hängen nicht allein von den Beschleunigungen und Lageänderungen eines Flugzeuges, sondern zweifellos in hohem Masse auch von den elastischen Eigenschaften der Tragflächen selbst ab.

Unter diesen Umständen entschloss man sich, ein und dasselbe Flugzeug (das vorerwähnte Jagdflugzeug) einmal einer möglichst eingehenden Untersuchung in vier verschiedenen Fluglagen zu unterwerfen, eine Untersuchung, die unseres Wissens in dieser Form noch nicht unternommen wurde. Mit dem *A*-Fall (Normalflug) beginnend, kamen nacheinander der *B*-Fall (Gleitflug), der *D*-Fall (Rückenflug und zuletzt der ausserordentlich umständliche *C*-Fall (Sturzflug) an die Reihe.

Gemessen wurden die Spannungen in verschiedenen Querschnitten der zwei Holme der beiden Tragflächen und aller 4 Stützstreben; ferner die Durchbiegungen der beiden Holme der grossen Tragflächen. Beim *C*-Fall kamen noch hinzu, die Beobachtung der seitlichen Verschiebungen, sowie der Verdrehungen der in diesem Falle hochkant stehenden Tragflächen. Endlich beobachtete man auch noch die Verschiebungen der Beschläge, welche die beiden Hälften der Holme der obern Tragfläche verbinden, allerdings nur für den *A*-Fall. Für die Beobachtung der Durchbiegungen bedienten wir uns der *Zivy-*, *Griot-* und *Usteri*-Apparate (mit 0,05 mm Genauigkeit), und für kleine Formänderungen der *Stoppani*-Uhren (mit 0,01 mm Genauigkeit). Die Spannungen wurden ausschliesslich mit Dehnungsmessern, System *Okhuizen* (auf 10 cm Messlänge eingestellt), beobachtet und für die Verdrehungen benützten wir Klinometer von 1 und 3 Bogensekunden Genauigkeit.

Als Belastungsmaterial dienten Gussklötze von 5 und 10 kg Gewicht, welche in den Schweraxen der entsprechenden Belastungsflächen aufgereiht wurden; die in Wirklichkeit als verteilte Lasten auftreffenden Belastungen wurden somit in Einzellasten aufgelöst was für die verfolgten Zwecke durchaus zulässig war, wie eine Gegenüberstellung mit einer Sandbelastung erwies. Um Beobachtungen über den Zusammenhang zwischen Belastungen und Formänderungen zu ermöglichen, wurden sämtliche Belastungen in 2 bis 3 Stufen aufgebracht und wieder abgetragen. Wenn bei einem der Messapparate der Zeiger nach Abtrag der Belastung nicht auf die Anfangsstellung zurückging, musste die betreffende Beobachtung im ganzen Umfang wiederholt werden. Neben diesem hat die gewählte Belastungsart noch den Vorteil einer raschen Durchführung der Proben und einer zuverlässigen Einstellung des Lastangriffes. Da die Lastrichtung nur lotrecht sein konnte, mussten die Tragflächen jeweils unter einem der Winddruckrichtung entsprechenden Winkel eingestellt werden; es war dies leicht zu erreichen, weil die Tragflächen nicht am Rumpf selbst, sondern auf einem besondern, kräftigen Eisengestell montiert wurden.

Aus den Abb. 1 bis 4 ist das Wesentlichste der hievor besprochenen Einrichtungen für die Messungen noch genauer zu ersehen. Hinsichtlich des *C*-Falles sei immerhin hervorgehoben, dass die Konsolen für die Torsionsmomente der beiden Tragflächen in entgegengesetzten Richtungen angeordnet werden mussten, weil diejenigen der grossen Tragfläche im Raum zwischen den beiden Flächen keinen Platz fanden; die somit aufwärts wirkende Torsionslast der grossen Tragfläche fand entsprechende Kompensation durch vermehrte Stirndrucklasten.

Auf die Einzelheiten der zahlreichen Messungen einzugehen, ist leider nicht möglich, da die Ergebnisse noch nicht vollständig verarbeitet werden konnten. Mit diesen Messungen soll vor allem deren Zweckmässigkeit erwiesen werden, deshalb sucht man einen allgemeinen Ueberblick über die wichtigsten Punkte zu gewinnen, und nicht die vielen sich stellenden, zum Teil verwickelten Fragen eingehend zu behandeln. So war es dann möglich, die kritischen Stellen des Gebildes bei *allen* Belastungsfällen zu erfassen und somit die Grundlagen zu schaffen, auf denen ein künftiges Versuchsprogramm für Messungen während des Fluges aufgebaut sein muss, um über die *tatsächlichen* Sicherheiten eines Flugzeuges erschöpfende Auskunft zu geben.

Die wichtigsten Ergebnisse unserer bisherigen Messungen sind kurz die folgenden:

1. Die Durchbiegungen der beiden (hölzernen) Holme einer Tragfläche waren beim *A*-, *B*- und *D*-Fall durchweg nahezu dieselben, trotz des ausgesprochenen einseitigen Lastangriffes in allen 3 Fällen. Die Ursache dieser Erscheinung ist in der grossen Verdrehungsfestigkeit des Vorderholmes zu suchen, die er der Mitwirkung der Sperrholzstirnverkleidung zu verdanken hat. Hieraus ergibt sich dann auch unzweifelhaft, dass den Querrippen einer Tragfläche eine grössere statische Bedeutung zukommt, als gemeinhin vielleicht vermutet wird. Zweifellos sind auch die Torsionsstreben mitbeteiligt, ohne dass indessen damit der Einfluss der genannten Verdrehungsfestigkeit der Vorderholme wesentlich verändert werden könnte.

2. Einer ausreichenden Stärke der Sperrholzstege der Holme und ihrer Verbindung mit den Gurten ist die grösste Beachtung zu schenken. Den u. a. in «Z. F. M.», 14. Heft, vom 28. Juli 1925, von *J. Kober* behandelten, sog. «Radialspannungen» der Stege scheint in der Tat die dort ausgesprochene Bedeutung zuzukommen, wie dies namentlich zwei Bruchversuche mit besonderen Probeholmen deutlich erkennen liessen. Die Wichtigkeit einer richtigen Bemessung der Holmstege zeigte sich ferner auch beim Verdrehungswiderstand der Holme im *C*-Fall.

3. Die Stützstreben fand man in hohem Masse empfindlich für die Ausbildung ihrer Anschlüsse; bei vollkommen gelenkiger, cardanischer Befestigung sogar sind wesentliche Nebenspannungen zu erwarten, als Folge der verhältnismässig starken Verbiegungen der Tragflächen. Es müssen da selbst kleinste, unvermeidliche Reibungen in den Gelenkpunkten offenbar schon ausreichen, um die Streben zu verbiegen. Ein Gegenversuch mit einer Befestigung, die in der Biegungsebene der Holme (also senkrecht zu den Tragflächen) nicht gelenkig ausgebildet war, führte zu Nebenspannungen (rein nur wegen der Verbiegung der Strebe), welche sogar das rund 4fache der rechnerischen Stabspannung (also der sog. Hauptspannung) ausmachten.

4. Im *A*-, *B*- und *D*-Fall fand man mit wenigen Ausnahmen Proportionalität zwischen Belastung und Formänderungen oder Spannungen. Etwas anders lagen dagegen die Verhältnisse im verwickelteren *C*-Fall; obwohl den wirklichen Belastungen nicht ganz entsprechend, zog man es vor, die Lasten für den Stirndruck und das Drehmoment nacheinander anzubringen, zuerst an der unteren und dann an der oberen Tragfläche. Beim Abtrag der Belastungen entfernte man dagegen gleich die ganze Belastung zuerst der unteren und dann der oberen Tragfläche. Normalerweise sollte die Summation die Wirkungen der ganzen Belastung dieser Tragflächen ergeben. Es zeigten sich aber merkliche Abweichungen, woraus geschlossen werden muss, dass die gegenseitige Beeinflussung der beiden Tragflächen, bei welcher den Torsionsstreben eine wichtige Rolle zukommt, in Abhängigkeit steht vom Grad der Formänderung der Tragflächen, somit von ihrem Belastungszustand. Wenn auch diese Erscheinung für den Wirklichkeitsfall ziemlich bedeutungslos bleibt, weil derart ungleichmässige Belastungen der beiden Tragflächen kaum denkbar sind, so verdient sie doch erwähnt zu werden.

5. Die hiervor bekanntgegebenen Hauptergebnisse unserer Versuche haben neuerdings deutlich erwiesen, wie notwendig es ist, das Kräftespiel im Innern eines Gebildes durch systematische Versuche zu erforschen.

6. Das Verhalten der Tragflächen blieb bis zum Ende der Versuche ein vollkommen elastisches, trotzdem sie unzählige Male bis etwa zur halben Bruchlast belastet wurden und für jeden Belastungsfall neu montiert werden mussten. Beim schliesslichen Bruchversuch trat der Bruch durch Erschöpfung der Tragfähigkeit eines Holmes ein; die ursprüngliche Festigkeit der Tragflächen schien durch die vielen Probebelastungen keine Einbusse erlitten zu haben. Vom rein technischen Standpunkt aus besteht also, nach Massgabe dieser Versuche, keine Notwendigkeit mehr, die Belastungen eines Flugzeuges bis zu dessen kostspieligem Bruche zu führen. *Es genügt zweifellos, einfach innerhalb zulässiger Beanspruchungen das wirkliche Kräftespiel durch Probebelastungen festzustellen.* Die Sicherheit der Tragflächen und ihrer Stützungen ergibt sich alsdann, in Verbindung mit Bruchversuchen an einzelnen Probestäben und Verbindungsmitteln, mit ausreichender Genauigkeit.

Diese Versuche sollen zu weiteren Untersuchungen ähnlicher Art anregen; in Verbindung mit erschöpfender theoretischer Verarbeitung der Messergebnisse werden sie reiche Früchte zeitigen. Sie dürften namentlich auch bei metallenen Tragflächen zu manchen interessanten Beobachtungen führen. Es ist daher zu wünschen, dass auch in Fliegerkreisen Zweck und Wert solcher Flugzeugprüfungen eingesehen werden; sie verdienen entschieden das grössere Vertrauen als mehr oder weniger problematische Bruchversuche, bei denen notwendigerweise für einen jeden Belastungsfall zudem ein ganzes Flugzeug geopfert werden muss.

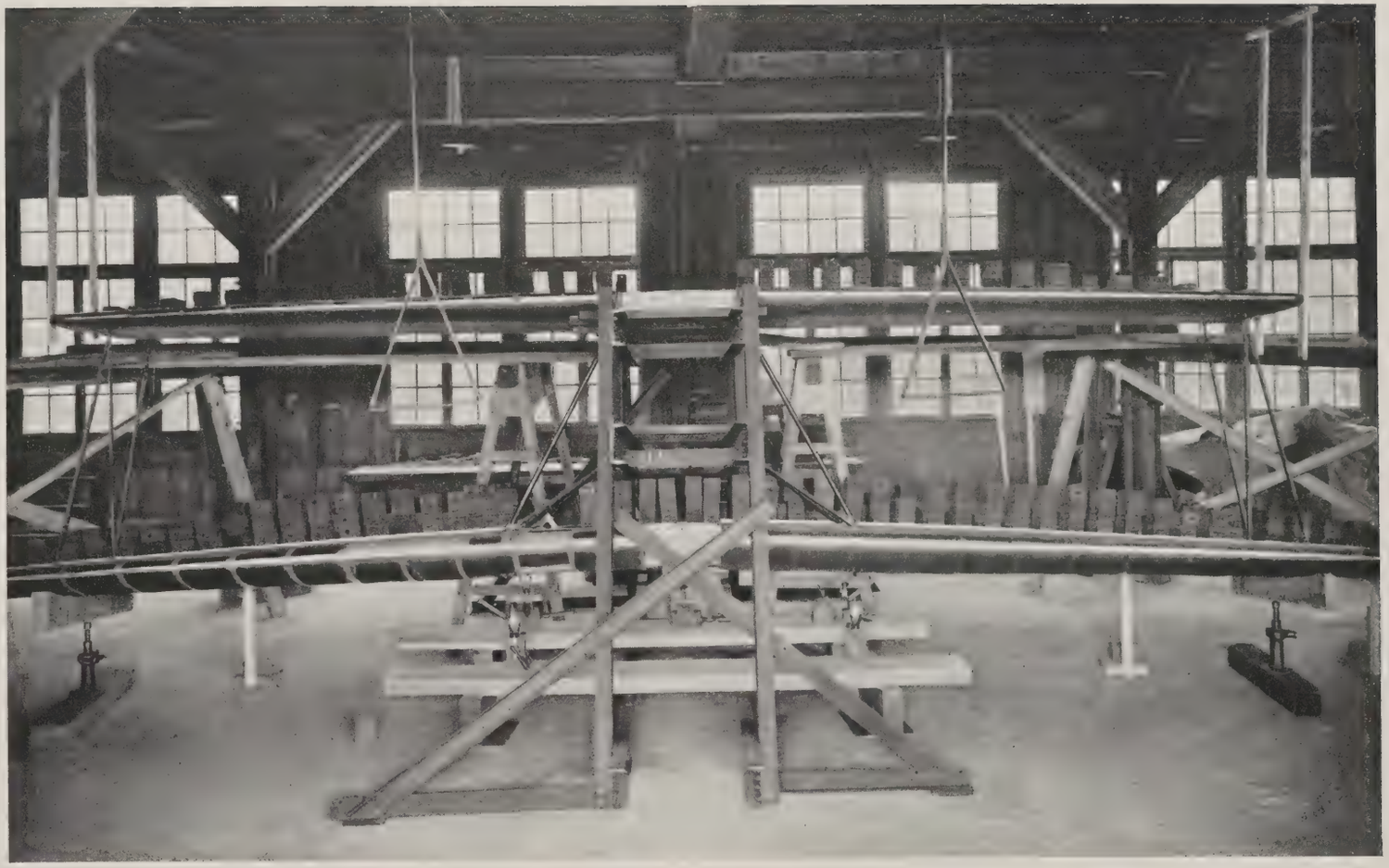


Abb. 1. Kriegstechnische Abteilung des Eidg. Militärdepartementes. Konstruktionswerkstätte in Thun.
Versuchseinrichtung für den B-Fall, Gleitflug.

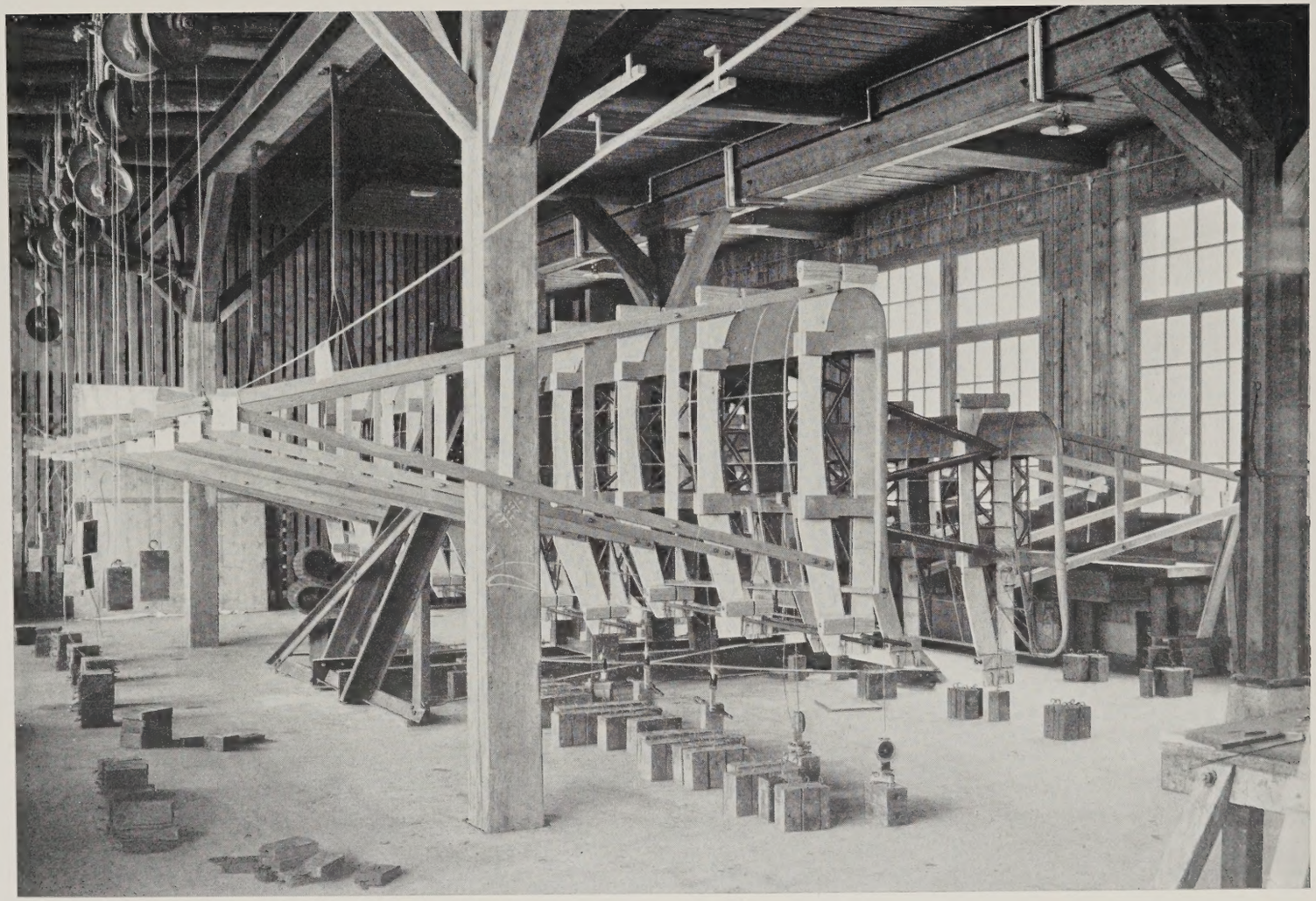


Abb. 2. Kriegstechnische Abteilung des Eidg. Militärdepartementes. Konstruktionswerkstätte in Thun.
Versuchseinrichtung für den C-Fall, Sturzflug.

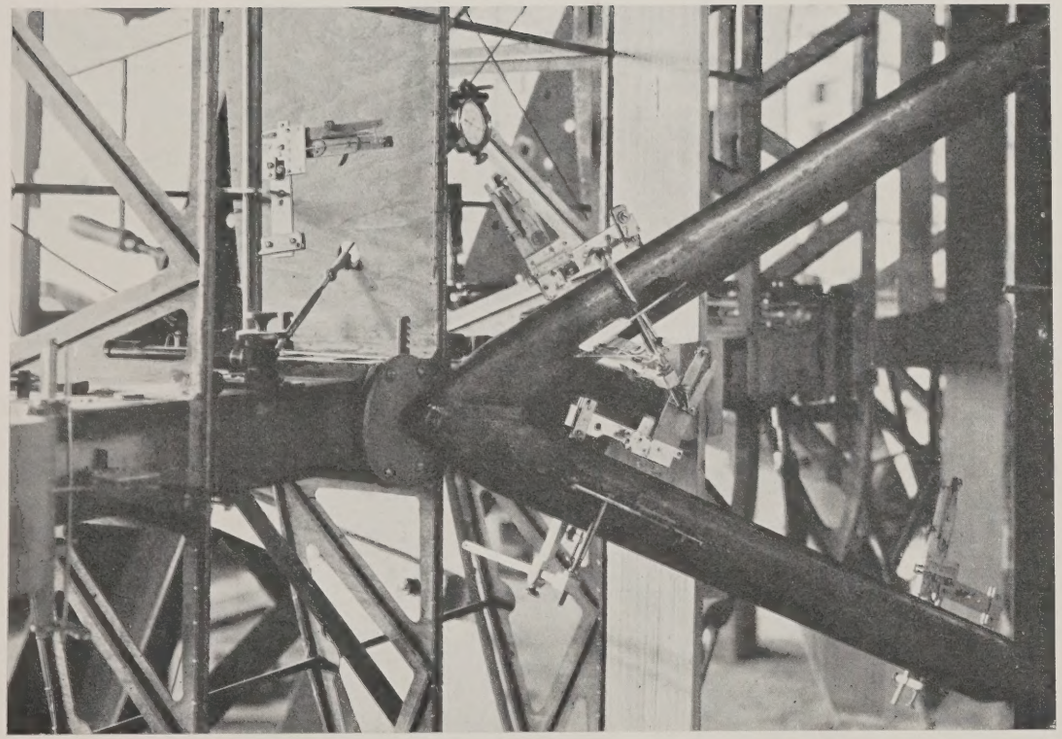


Abb. 3. Anordnung der Dehnungsmesser. C-Fall, Sturzflug.

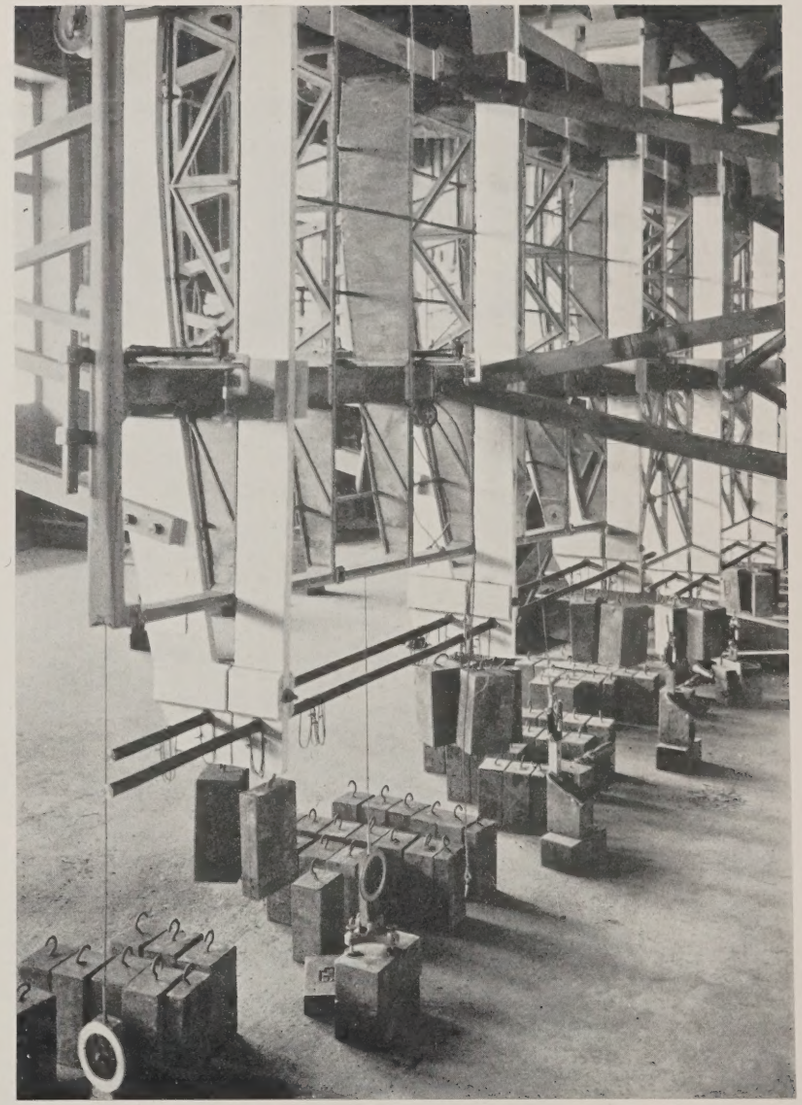


Abb. 4. Anordnung der Neigungs- und Durchbiegungsmesser. C-Fall, Sturzflug.

Kriegstechnische Abteilung des Eidg. Militärdepartementes. Konstruktionswerkstätte in Thun.

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
3 0112 117704822

FACHSCHRIFTEN-VERLAG UND
BUCHDRUCKEREI A-G, ZORICH